



Regina Tavares Delcourt

**Efeitos do grau de intemperismo nas características
física, química, mineralógica, micro-estrutural e de
resistência de um solo residual de gnaiss facoidal**

Tese de Doutorado

Tese apresentada como requisito parcial para obtenção do grau de Doutor pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da PUC-Rio.

Orientador: Prof. Tácio Mauro Pereira de Campos

Rio de Janeiro
Abril de 2018



Regina Tavares Delcourt

Efeitos do grau de intemperismo nas características física, química, mineralógica, micro-estrutural e de resistência de um solo residual de gnaiss facoidal

Tese apresentada como requisito parcial para obtenção do grau de Doutor pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da PUC-Rio. Aprovada pela Comissão Examinadora abaixo assinada.

Prof. Tácio Mauro Pereira de Campos

Orientador

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental– PUC-Rio

Prof. António Joaquim Pereira Viana da Fonseca

Universidade do Porto

Prof. George de Paula Bernardes

Universidade Estadual Paulista Júlio de Mesquita

Prof. Lúcio Flávio de Souza Villar

Universidade Federal de Minas Gerais

Prof. Sérgio Tibana

Universidade Estadual do Norte Fluminense

Prof. Márcio da Silveira Carvalho

Coordenador Setorial do

Centro Técnico Científico – PUC-Rio

Rio de Janeiro, 20 de abril de 2018.

Todos os direitos reservados. É proibida a reprodução total ou parcial do trabalho sem a autorização da universidade, da autora e do orientador.

Regina Tavares Delcourt

Graduou-se em Engenharia Civil pela PUC-Rio. Obteve o título de Mestre em Engenharia – Proteção e Exploração do Solo e Subsolo, pela École Nationale Supérieure de Géologie, na França (ENSG / INPL). Principais áreas de interesse e linhas de pesquisa: Mecânica dos Solos, Geotecnia Ambiental e Geotecnia Experimental.

Ficha Catalográfica

Delcourt, Regina Tavares

Efeitos do grau de intemperismo nas características física, química, mineralógica, micro-estrutural e de resistência de um solo residual de gnaiss facoidal / Regina Tavares Delcourt ; orientador: Tácio Mauro Pereira de Campos. – 2018.

286 f. : il. color. ; 30 cm

Tese (doutorado)–Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Departamento de Engenharia Civil, 2018.

Inclui bibliografia

1. Engenharia civil – Teses. 2. Intemperismo. 3. Solos residuais. 4. Caracterização física, química, mineralógica e de resistência. I. Campos, Tácio Mauro Pereira de. II. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Departamento de Engenharia Civil. III. Título.

CDD: 624

Agradecimentos

Em primeiro lugar gostaria de agradecer a Deus, pela vida, por tudo e todos.

Agradeço ao meu filho, que foi o principal motivador para eu entrar no desafio que foi realizar o doutorado. Ao meu marido, por estar sempre presente, me encorajando e ajudando, de diversas formas possíveis.

Agradeço ao meu orientador, Tácio, pelos inúmeros conselhos, broncas ensinamentos e desafios, tornando possível a realização do trabalho. Ao “mestre” Franklin, um dos melhores professores que tive o prazer de conhecer e ser aluna, desde a graduação, pelos incansáveis encontros e ensinamentos.

Agradeço à minha família, em especial ao meu pai por, desde o início, estar presente, minha mãe, irmãos e respectivos, por me apoiarem sempre.

Agradeço aos meus amigos Rodrigo e Dani, Simão e Luciano, pelo pontapé inicial, me motivando a seguir esse caminho. Às amigas que meu filho me deu, pelos momentos de descontração, necessários ao longo do caminho.

Agradeço aos meus amigos e colegas da PUC Aninha, Thaiana, Thiago e Mariana, pela troca de conhecimento e ajuda, aos alunos de iniciação científica e estagiários Marília e Gustavo, pela ajuda necessária com alguns ensaios, e aos demais colegas de laboratório pelas diversas colaborações.

Agradeço à equipe do laboratório, em especial os técnicos Amauri e Josué, pela ajuda e suporte ao longo do trabalho. Aos funcionários do departamento, em especial ao Lenilson, Fátima e Rita, por sempre estarem dispostos a ajudar.

Agradeço aos professores do Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, em especial aos professores Vargas, Luiz Fernando e Antônio Roberto, pelos conhecimentos e conselhos transmitidos. Aos meus alunos de graduação, por me fazerem perceber que estou no caminho certo.

Ao professor Gusmão, pela atenção e ajuda com os instrumentos eletrônicos. Ao professor Alberto Raposo, pela ajuda e compreensão em relação às disciplinas de Estágio em Docência.

Agradeço ao Departamento de Engenharia Química e de Materiais, à UENF, à EMBRAPA, ao CETEM e à USP-São Carlos, pelo suporte na realização de alguns ensaios.

E por fim, agradeço ao CNPq e à PUC-Rio, pelo suporte financeiro para realização do presente trabalho.

Resumo

Delcourt, Regina Tavares; de Campos, Tácio Mauro Pereira. **Efeitos do grau de intemperismo nas características física, química, mineralógica, micro-estrutural e de resistência de um solo residual de gnaiss facoidal**. Rio de Janeiro, 2018. 286p. Tese de Doutorado - Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

Esta tese apresenta um estudo sobre os efeitos do grau de intemperismo de um solo residual de gnaiss facoidal, em suas características física, química, mineralógica, microestrutural e de resistência. O objetivo da presente pesquisa é contribuir, por meio da avaliação de suas características, para o desenvolvimento de um Modelo Conceitual de Comportamento de Solos Residuais, considerando efeitos do grau de intemperismo no comportamento destes. Para tal foram realizados ensaios em três amostras de solos com diferentes graus de alteração, provenientes da mesma rocha de origem. Foram realizados, entre outros, ensaios de caracterização, ensaios de resistividade elétrica, calculados índices de intemperismo químico, analisada a composição mineralógica por meio de lupa binocular e equipamentos de difração de raio-x, realizada avaliação microestrutural por meio de microtomografia computadorizada, ensaios de resistência utilizando-se equipamento triaxial servo-controlado com instrumentação interna de *bender elements*, e análise da quebra de grãos após os ensaios de resistência. Os ensaios de resistência, realizados na prensa triaxial, com diferentes caminhos de tensões, foram interpretados utilizando-se a Teoria dos Estados Críticos. Observou-se que alguns ensaios de caracterização não se mostraram adequados para a avaliação do grau de intemperismo, para o solo estudado. Este fato pode estar associado à heterogeneidade do material, solo desenvolvido de rochas metamórficas gnáissicas quartzo-feldspáticas, e à dificuldade da coleta dos mesmos. Observou-se que, conforme menor o grau de alteração do solo, maior a resistividade do mesmo. De modo geral, os solos estudados apresentaram uma envoltória de resistência única. Observou-se, ainda, que, conforme menor o grau de alteração do solo, maior a curva de plastificação do mesmo. Por meio dos resultados obtidos, verificou-se que a Teoria dos Estados Críticos pode ser aplicada no solo residual estudado.

Palavras-Chave

Intemperismo; solos residuais; características física, química, mineralógica e de resistência.

Abstract

Delcourt, Regina Tavares; de Campos, Tácio Mauro Pereira (Advisor). **Effects of the weathering degree on the physical, chemical, mineralogical, microstructural and resistance characteristics of a residual soil of phacoidal gneiss.** Rio de Janeiro, 2018. 286p. Tese de Doutorado - Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

This thesis presents a study about the effects of the weathering degree of a phacoidal gneiss residual soil, in its physical, chemical, mineralogical, microstructural and resistance characteristics. The objective of the present research is to contribute, through the evaluation of its characteristics, to the development of a Conceptual Model of Residual Soil Behavior, considering the effects of the weathering degree on its behavior. For this, tests were carried out on three samples of soils with different weathering degrees, originating from the same rock. Some executed test were characterization tests, electrical resistivity tests, chemical weathering indexes calculation, mineralogical analysis using binocular magnifying glass and X-ray diffraction, microstructural evaluation by microtomography, resistance tests using triaxial servo-controlled equipment with internal instrumentation of bender elements, and grain break analysis after resistance tests. The resistance tests, realized in the triaxial press, with different stress path, were also interpreted using the Critical States Theory. It was observed that some characterization tests were not adequate for the weathering degree evaluation, for the studied soil. This fact may be associated with the soil heterogeneity, soil developed from metamorphic gneissic quartz feldspathic rocks, and the difficulty of collecting them. It was also observed that, the lower the soil weathering degree, the greater the resistivity of the soil. In general, the studied soils presented a unique resistance envelope. It was also observed that, the lower the soil weathering degree, the greater the soil yield curve. Through the obtained results, it was verified that the Critical States Theory can be applied in the residual soil studied.

Keywords

Weathering; residual soils; physical, chemical, mineralogical and resistance characteristics.

Sumário

1 Introdução	21
2 Solos residuais	23
2.1. Origem dos Solos	23
2.2. Intemperismo físico e químico	24
2.3. Perfis de intemperismo	25
2.4. Classificação dos solos residuais	32
2.5. Aspectos Mineralógicos e Químicos	35
2.6. Estrutura	36
2.7. Comportamento	38
2.7.1. Compressibilidade e Adensamento	40
2.7.2. Comportamento tensão-deformação-resistência	43
3 Estados Críticos	60
3.1. Elastoplasticidade	62
3.2. Compressão e Expansão	64
3.3. Solo Normalmente Adensado e Sobreadensado	65
3.4. Estados do solo no lado úmido e seco da linha crítica	66
3.5. Comportamento do solo em ensaios de cisalhamento	69
3.6. Estados de pico, último e residual	70
3.7. Estado crítico	72
3.7.1. Linha do Estado Crítico e a Superfície de Roscoe	75
3.7.2. Linha do Estado Crítico e a Superfície de Hvorslev	78
3.7.3. Os estados críticos e os ensaios experimentais	80
3.7.4. Resistência não drenada e estados críticos	81
3.8. Comportamento de solos residuais e os estados críticos	82
4 Local de Estudo	86
4.1. Coleta de material e amostragem	87
5 Caracterização física, química, mineralógica e microestrutural dos solos	90
5.1. Caracterização física	90
5.1.1. Índices físicos	90
5.1.2. Porosimetria por intrusão de mercúrio	92

5.1.3. Resistividade elétrica	93
5.2. Caracterização química	95
5.2.1. Análise Química Total	95
5.2.2. Análise Química Por Ataque Sulfúrico	96
5.2.3. Determinação do pH	96
5.2.4. Índice de Perda ao Fogo	96
5.3. Caracterização mineralógica e microestrutural	97
5.3.1. Lupa Binocular	97
5.3.2. Difração de Raios-X	98
5.3.3. Análises Termo-Diferencial e Termo-Gravimétrica	99
5.3.4. Microscopia Eletrônica de Varredura	99
5.3.5. Microtomografia Computadorizada	100
 6 Resultados da caracterização física, química, mineralógica e microestrutural dos solos	 101
6.1.1. Índices Físicos	101
6.1.2. Porosimetria por intrusão de mercúrio	105
6.1.3. Ensaios de Resistividade	111
6.2. Caracterização química	123
6.2.1. Análise Química Total	124
6.2.2. Análise Química Por Ataque Sulfúrico	127
6.2.3. Determinação do pH	128
6.2.4. Índice de Perda ao Fogo	129
6.3. Caracterização mineralógica e microestrutural	129
6.3.1. Lupa Binocular	129
6.3.2. Difração de Raios-X	132
6.3.3. Análise Termo-Diferencial e Termo-Gravimétrica	134
6.3.4. Microscopia Eletrônica de Varredura	139
6.3.5. Microtomografia computadorizada	145
6.4. Considerações gerais sobre a caracterização dos solos estudados	149
 7 Metodologia e Equipamentos dos ensaios de resistência	 153
7.1. Ensaio de cisalhamento direto com plano cortado e superfície polida	153
7.1.1. Equipamentos	153
7.1.2. Metodologia	154
7.2. Ensaios de compressão confinada (edométrico)	156
7.2.1. Equipamentos	157

7.2.2. Metodologia	157
7.3. Ensaaios Triaxiais – Convencionais e Servo-Controlado	158
7.3.1. Equipamentos e sistema de controle	159
7.3.2. Metodologia	163
8 Resultados dos ensaios de resistência	168
8.1. Ensaio de cisalhamento direto com plano cortado e superfície polida	168
8.2. Ensaio compressão confinada / unidimensional (edométrico)	175
8.2.1. Curva de compressão confinada e isotrópica	176
8.3. Ensaaios Triaxiais	179
8.3.1. Ensaaios triaxiais CIU	179
8.3.2. Ensaios triaxiais CID e CKD	185
8.3.3. Parâmetros de resistência	189
8.3.4. Módulos de elasticidade – deformação e cisalhante	197
8.4. Análise quebra de grãos	205
8.5. Considerações gerais sobre os ensaios de resistência	211
9 Interpretação dos resultados pela Teoria dos Estado Críticos	215
9.1. Adensamento e parâmetros do estado crítico	215
9.2. Ensaios de cisalhamento e parâmetros do estado crítico	217
9.2.1. Resistência não drenada e Linha dos Estados Críticos	220
9.3. Curva de plastificação (Yield Curve)	222
9.4. Considerações gerais sobre a interpretação dos resultados pela teoria dos estados críticos	224
10 Conclusões e Sugestões	226
10.1. Conclusões	226
10.2. Sugestões	231
11 Referências bibliográficas	233
12 Anexos	243

Lista de Figuras

Figura 1 – Perfil de alteração típico de rochas metamórficas e graníticas em regiões de relevo suaves (Pastore, 1995, modificado por Oliveira, 2006).....	27
Figura 2 - Perfil de intemperismo típico de solo residual (adaptado de Little, 1969).....	28
Figura 3 - Perfil de intemperismo: (a) rocha metamórfica e (b) rocha ígnea intrusiva (Deere & Patton, 1971, modificado por Ibañez, 2008).....	29
Figura 4 - Classificação da ISRM para um perfil de alteração (adaptado de Ibañez, 2008).....	29
Figura 5 – Perfil de Solos Tropicais idealizado por Cruz (1987).....	30
Figura 6– Modelos Estruturais (Cruz, 1987).....	30
Figura 7 – Classificação proposta por Vaz (1996).....	31
Figura 8 – Curvas granulométricas de solos residuais do granito do Noroeste de Portugal – a região pontilhada corresponde a mais de 100 curvas (Matos Fernandes, 2011).....	33
Figura 9 – Compressão unidimensional de um solo estruturado (adaptado de Vaughan, 1988).....	43
Figura 10 – Comportamento tensão versus deformação associado aos diferentes modos de plastificação da estrutura (Maccarini, 1987).....	44
Figura 11 – Plastificação de solos cimentados e rochas brandas (Malandraki e Toll, 2001).....	45
Figura 12 – Modelos de comportamento de materiais (a) fortemente estruturados e (b) fracamente estruturados, definidos a partir do comportamento de materiais arenosos (Cuccovillo e Coop, 1999).....	46
Figura 13 - Comportamento observado de solos residuais no ensaio triaxial: (a) solo jovem; (b) solo maduro (Sandroni e Maccarini, 1981).....	47
Figura 14 - Influência da mineralogia na resistência (Sandroni, 1977).....	48
Figura 15 – Resultados de ensaios triaxiais drenados em solo residual de gnaiss naturalmente estruturado (Oliveira, 2011).....	50
Figura 16 – Resultados de ensaios triaxiais drenados (CID) em solo residual indeformado (a) fracamente cimentado. (b) fortemente cimentado (Maccarini, 1980 e 1987).....	50
Figura 17 – Curvas tensão cisalhante x deformação axial e poropressão x deformação axial dos ensaios triaxiais (Boszczowski, 2008).....	51

Figura 18- Resultados dos ensaios triaxiais CID e CIU para o solo residual maduro (adaptado de Futai <i>et al.</i> , 2004)	52
Figura 19 - Resultados dos ensaios triaxiais CID e CIU para o solo residual jovem (adaptado de Futai <i>et al.</i> , 2004)	52
Figura 20 - Curvas tensão x deformação obtidas de um perfil de alteração de um gnaisse facoidal a tensões confinantes de 25 kPa (a) solo residual maduro (b) solo residual nível 2 (c) solo residual nível 1 (Maciel, 1991).....	54
Figura 21 - Resultados de ensaios triaxiais drenados: (a) solo residual jovem e (b) solo residual maduro (Reis, 2004).....	55
Figura 22 - Resultados dos ensaios triaxiais (CID) em solo residual (a) maduro saturado e (b) jovem saturado e na umidade natural (Lima, 2007).....	56
Figura 23 - Curvas tensão x deformação em amostras retiradas a (a) 7,6 e (b) 9,6 m (Marinho, 1986).....	56
Figura 24 – Curvas tensão x deformação e variação volumétrica – solo residual (a) de gnaisse e (b) de arenito de Botucatu (Silveira, 2005).....	57
Figura 25 – Curvas tensão x deformação dos ensaios triaxiais realizados (Ferreira, 1998).....	58
Figura 26 – Resultados de ensaios CID em amostras indeformadas de um solo residual de basalto (Denardin, 2005).....	59
Figura 27 - Critérios de ruptura (Boszczowski, 2008).....	61
Figura 28 - Comportamento tensão - deformação de um solo	62
Figura 29 – Comportamento idealizado para a compressão isotrópica de argila (adaptado de Atkinson e Bransby, 1978)	63
Figura 30 – Famílias de curvas de plastificação (Atkinson e Bransby, 1978)	63
Figura 31 – Diferentes tipos de plastificação da estrutura (adaptado de Leroueil e Vaughan, 1990)	64
Figura 32 – Compressão isotrópica e expansão (Atkinson, 1993).....	64
Figura 33 – Sobreadensamento (Atkinson, 1993)	66
Figura 34 – Estados do solo no lado úmido e seco da linha crítica (Atkinson, 1993)	67
Figura 35 - Comportamento típico de solos submetidos a ensaio de cisalhamento direto: (a) esquema do ensaio; (b) tensão de cisalhamento em função da variação de distorção; (c) variação de deformação volumétrica em função da variação de distorção; (d) índice de vazios em função da variação de distorção (Maranha das Neves, 2013).....	69
Figura 36 – Variações de volume durante a aplicação de uma tensão cisalhante com tensão efetiva normal constante (Maranha das Neves, 2013)	70

Figura 37 – Resistência residual das argilas para grandes deslocamentos (Maranha das Neves, 2013).....	71
Figura 38 – Representação da linha dos estados críticos (LEC): (a) no plano (σ', τ) ; (b) no plano (σ', e) ; (c) no plano $(\log \sigma', e)$ (Maranha das Neves, 2013).....	72
Figura 39 – Linha dos estados críticos (LEC) obtida a partir dos ensaios triaxiais: (a) no plano (p', q) ; (b) no plano (p', v) ; (c) no plano $(\ln p', v)$ (Maranha das Neves, 2013).....	74
Figura 40 – Caminhos de tensões efetivas em argilas normalmente adensadas: a) não drenados e B) drenada (adaptado de Atkinson e Bransby, 1978).....	75
Figura 41 – Famílias de caminhos de tensões efetivas drenadas e não drenadas no espaço $q : p' : v$ (adaptado de Atkinson e Bransby, 1978)	76
Figura 42 – Superfície de Roscoe (adaptado de Atkinson e Bransby, 1978).....	77
Figura 43 – Resultados de ensaios drenados, não drenados e a p' constante (Atkinson e Bransby, 1978)	77
Figura 44 – Resultados de amostras levemente pré-adensadas em eixos normalizados (Atkinson e Bransby, 1978)	78
Figura 45 – Caminhos de tensões efetivas não drenadas idealizadas para solos com diferentes tensões de sobreadensamento iniciais (adaptado de Atkinson e Bransby, 1978).....	79
Figura 46 – Valores de q e p' na ruptura, obtidos para amostras sobreadensadas (Atkinson e Bransby, 1978)	79
Figura 47 – Superfície de estado completa: a) plano normalizado $q/pe' : p'/pe'$ e b) espaço $q : p' : v$ (adaptado de Atkinson e Bransby, 1978)	80
Figura 48 – Superfície elástica e a correspondente superfície de plastificação ou curva de estado limite (adaptado de Atkinson e Bransby, 1978)	80
Figura 49 – Resistência não drenada com base em resultados de ensaios de cisalhamento direto: (a) no plano (σ', τ) ; (b) no plano (σ', e) ; (c) no plano (e, τ) ; (d) no plano $(\log s_u, e)$ (Maranha das Neves, 2013).....	82
Figura 50 – Condições dos estados críticos: (a) no plano $q : p'$; (b) no plano $e : p'$; e (c) no plano $\Delta e/e_0 : p'$ (Futai <i>et al.</i> , 2004).....	83
Figura 51 – Linha de Compressão Normal definida por meio de ensaios de compressão isotrópica e de compressão confinada (Silveira, 2005)	84
Figura 52 - Envoltória de Estados Críticos (Cecílio Junior, 2009)	85
Figura 53 – Perfil de solo estudado.....	87

Figura 54 – Rocha sã (RS), rocha parcialmente alterada (RPA) e Rocha alterada (RA)	88
Figura 55 – SR-N1	89
Figura 56 – Localização de coleta do solo residual mais intemperizado SR-N2 e SR-N3	89
Figura 57 – Solo residual (a) SR-N1, (b) SR-N2 e (c) SR-N3	89
Figura 58 – Corpo de prova moldado <i>in situ</i> com amostrador bi-partido	89
Figura 59 – Índice de resistividade em função do grau de saturação. (a) distribuição unimodal de poros. (b) distribuição trimodal de poros (Richard <i>et al.</i> , 2005)	94
Figura 60 - Curvas granulométricas	102
Figura 61 - Ensaio de sedimentação (a) sem e (b) com hexametáfosfato de sódio, após 24hrs	103
Figura 62 – Comparativo curvas granulométricas da fração fina – SR-N1	103
Figura 63 – Comparativo curvas granulométricas da fração fina – SR-N2	104
Figura 64 – Comparativo curvas granulométricas da fração fina – SR-N3	104
Figura 65 - Carta de Plasticidade para determinação do Limite de Contração	105
Figura 66 - Curva de intrusão (e extrusão) de volume – SR-N1	106
Figura 67 - Curva de intrusão (e extrusão) de volume – SR-N2	106
Figura 68 - Curva de intrusão (e extrusão) de volume – SR-N3	107
Figura 69 - Curva de distribuição incremental dos diâmetros dos poros – SR-N1	108
Figura 70 - Curva de distribuição incremental dos diâmetros dos poros – SR-N2	108
Figura 71 - Curva de distribuição incremental dos diâmetros dos poros – SR-N3	108
Figura 72 - Porosidade total em função do grau de alteração do solo	110
Figura 73 - Configuração do ensaio de resistividade	111
Figura 74 – Gráficos resultantes do ensaio de resistividade – SR-N1 (a) Tensão versus corrente. (b) Resistividade versus teor de umidade.	112
Figura 75 – Gráficos resultantes do ensaio de resistividade – SR-N2 (a) Tensão versus corrente. (b) Resistividade versus teor de umidade.	112
Figura 76 – Gráficos resultantes do ensaio de resistividade – SR-N3 (a) Tensão versus corrente. (b) Resistividade versus teor de umidade.	112
Figura 77 – Resistividade em função do teor de umidade volumétrica – SR-N1, SR-N2 e SR-N3	115

Figura 78 - Resistividade em função do grau de saturação – SR-N1, SR-N2 e SR-N3	115
Figura 79 - Comparativo dos resultados de corpos de prova indeformados e remoldados – SR-N1.....	116
Figura 80 - Comparativo dos resultados de corpos de prova indeformados e remoldados – SR-N2.....	117
Figura 81 - Comparativo dos resultados de corpos de prova indeformados e remoldados – SR-N3.....	117
Figura 82 – Variação do IR com o grau de saturação – SR-N1, SR-N2 e SR-N3	118
Figura 83 - Curva de Retenção - Modelo Gitirana e Fredlung	119
Figura 84 - Resistividade do solo x curva de retenção	120
Figura 85 - Resistividade do solo x porosimetria (volume injetado) – SR-N1	121
Figura 86 - Resistividade do solo x porosimetria (distribuição incremental diâmetros) – SR-N1	121
Figura 87 - Resistividade do solo x porosimetria (volume injetado) – SR-N2.....	121
Figura 88 - Resistividade do solo x porosimetria (distribuição incremental diâmetros) – SR-N2	122
Figura 89 - Resistividade do solo x porosimetria (volume injetado) – SR-N3.....	122
Figura 90 - Resistividade do solo x porosimetria (distribuição incremental diâmetros) – SR-N3	122
Figura 91 – Variação dos índices de intemperismo químico com o grau de intemperismo do material	126
Figura 92 – Fração de areia grossa SR-N1.....	131
Figura 93 – Fração de areia grossa SR-N2.....	131
Figura 94 – Fração de areia grossa SR-N3.....	132
Figura 95 - ATD SR-N1 – material passante na peneira #40	134
Figura 96 - ATD SR-N2 – material passante na peneira #40	135
Figura 97 - ATD SR-N3 – material passante na peneira #40	135
Figura 98 - ATD RS – material homogeneizado e moído	135
Figura 99 - ATD RPA – material homogeneizado e moído.....	136
Figura 100 - ATD RA – material homogeneizado e moído	136
Figura 101 - ATD SR-N1 – material homogeneizado e moído	136
Figura 102 - ATD SR-N2 – material homogeneizado e moído	136

Figura 103 - ATD SR-N3 – material homogeneizado e moído	137
Figura 104 - ATD RA – material branco	138
Figura 105 - ATD SR-N1 – material branco	138
Figura 106 - ATD SR-N2 – material branco	138
Figura 107 - ATD SR-N3 – material branco	138
Figura 108 – MEV - RA – gnaissificação da rocha	139
Figura 109 - Imagens MEV – RA: (a) 85 x (b) análise EDS.....	139
Figura 110 - EDS dos pontos 1 e 2 indicados na Figura 109	140
Figura 111 - Imagens MEV – SR-N1: (a) 330 x (b) análise EDS	140
Figura 112 - EDS dos pontos 1, 2 e 3 indicados na Figura 111	141
Figura 113 - Imagens MEV – SR-N2: (a) 330 x (b) análise EDS	142
Figura 114 - EDS dos pontos 1, e 2 indicados Figura 113	142
Figura 115 - Imagens MEV – SR-N3: (a) 330 x (b) análise EDS	143
Figura 116 – EDS - detalhe do ponto 1 – aluminita – SR-N3	143
Figura 117 - EDS dos pontos 1, 2, 3 e 4 indicados na Figura 115.....	144
Figura 118 - EDS dos pontos 1, 2 e 3 indicados na Figura 116	145
Figura 119 - Imagens da microtomografia - RS.....	146
Figura 120 - Imagens da microtomografia - RPA	146
Figura 121 - Imagens da microtomografia - RA.....	147
Figura 122 - Imagens da microtomografia – SR-N1	147
Figura 123 - Imagens da microtomografia – SR-N2	148
Figura 124 - Imagens da microtomografia – SR-N3	149
Figura 125 – (a) Prensa de cisalhamento direto; e (b) Suporte com extensômetro	154
Figura 126 – Corte e alisamento das superfícies para a obtenção da resistência residual	156
Figura 127 - Superfícies de ruptura após corte e alisamento	156
Figura 128 - Prensas de ensaios edométricos	157
Figura 129 – Layout final do equipamento	160
Figura 130 - Equipamentos utilizados para leitura de ondas "S"	162
Figura 131 - Equipamentos usados na moldagem dos corpos de prova – torno manual, berço e bi-partido.....	164
Figura 132 – Layout do equipamento com o sistema de Mariotte	165
Figura 133 - Resultados do ensaio de cisalhamento direto com plano cortado e superfície polida – SR-N1 (a) resistência máxima (b) resistência residual	169

Figura 134 - Resultados do ensaio de cisalhamento direto com plano cortado e superfície polida – SR-N2 (a) resistência máxima (b) resistência residual	170
Figura 135 - Resultados do ensaio de cisalhamento direto com plano cortado e superfície polida – SR-N3 (a) resistência máxima (b) resistência residual	172
Figura 136 - Envolvórias de resistência de pico e residual para os solos: (a) SR-N1; (b) SR-N2; e (c) SR-N3	173
Figura 137 - Comparativo entre envoltórias de resistência de pico e residual para os solos SR-N1, SR-N2 e SR-N3	174
Figura 138 - Variação de c' e ϕ' em função do intemperismo.....	174
Figura 139 - Comparação curvas $\log \sigma'_v \times e/e_0$ e $\log \sigma'_v \times v/v_0$ para os solos SR-N1, SR-N2 e SR-N3	176
Figura 140 – Comparação dos dados de adensamento – SR-N1	177
Figura 141 – Comparação dos dados de adensamento – SR-N2	177
Figura 142 – Comparação dos dados de adensamento – SR-N3	178
Figura 143 - Resultados dos ensaios triaxiais CIU – SR-N1 (a) $q \times \epsilon_a$ (b) $q \times p'$; (c) $\Delta u \times \epsilon_a$; e (d) $v \times p'$	180
Figura 144 - Resultados dos ensaios triaxiais CIU – SR-N2 (a) $q \times \epsilon_a$ (b) $q \times p'$; (c) $\Delta u \times \epsilon_a$; e (d) $v \times p'$	181
Figura 145 - Resultados dos ensaios triaxiais CIU – SR-N3 (a) $q \times \epsilon_a$ (b) $q \times p'$; (c) $\Delta u \times \epsilon_a$; e (d) $v \times p'$	183
Figura 146 - Resultados dos ensaios triaxiais CIU – $\sigma'_1/\sigma'_3 \times \epsilon_a$ (a) SR-N1 (b) SR-N2 e (c) SR-N3	184
Figura 147 - Resultados dos ensaios triaxiais CID e CKD – SR-N1 (a) $q \times \epsilon_a$ (b) $q \times p'$; (c) $\epsilon_v \times \epsilon_a$; e (d) $e \times p'$	186
Figura 148 - Resultados dos ensaios triaxiais CID e CKD – SR-N2 (a) $q \times \epsilon_a$ (b) $q \times p'$; (c) $\epsilon_v \times \epsilon_a$; e (d) $e \times p'$	187
Figura 149 - Resultados dos ensaios triaxiais CID e CKD – SR-N3 (a) $\sigma_d \times \epsilon_a$ (b) $q \times p'$; (c) $\epsilon_v \times \epsilon_a$; e (d) $e \times p'$	188
Figura 150 - Resultados dos ensaios triaxiais CID e CKD - $\sigma_1/\sigma_3 \times \epsilon_a$ (a) SR-N1 (b) SR-N2 e (c) SR-N3	189
Figura 151 - Envolvórias de resistência SR-N1.....	192
Figura 152 - Envolvórias de resistência SR-N2.....	192
Figura 153 - Envolvórias de resistência SR-N3.....	193
Figura 154 - Caminhos de tensão, envoltória de resistência de pico e linha de estado crítico – SR-N1	193

Figura 155 - Caminhos de tensão, envoltória de resistência de pico e linha de estado crítico – SR-N2	194
Figura 156 - Caminhos de tensão, envoltória de resistência de pico e linha de estado crítico – SR-N3	194
Figura 157 - Comparativo entre (a) envoltórias de resistência de pico e (b) linha de estado crítico, para os solos SR-N1, SR-N2 e SR-N3	195
Figura 158 - Variação de c' e ϕ' em função do intemperismo.....	196
Figura 159 - Variação de c' em função do índice ba e PPA	196
Figura 160 – Módulo cisalhante normalizado em função de p'	199
Figura 161 - Módulo cisalhante normalizado em função da deformação axial	199
Figura 162 – Variação do módulo cisalhante em função do intemperismo - cisalhamento.....	200
Figura 163 – Variação do módulo cisalhante em função do intemperismo - início	201
Figura 164 - Variação do módulo cisalhante em função do intemperismo – final saturação	202
Figura 165 – Módulo de deformação: (a) SR-N1 e (b) SR-N2.....	204
Figura 166 - Módulo de deformação - SR-N3	204
Figura 167 - Variação dos parâmetros de deformação - SR-N1, SR-N2 e SR-N3: (a) módulo de deformação E_{50} e (b) módulo de deformação E_i	205
Figura 168 - Análise de quebra de grãos - cisalhamento direto - SR-N1	206
Figura 169 - Análise de quebra de grãos - cisalhamento direto - SR-N2.....	206
Figura 170 - Análise de quebra de grãos - cisalhamento direto - SR-N3.....	206
Figura 171 - Análise de quebra de grãos - edométrico - SR-N1	207
Figura 172 - Análise de quebra de grãos - edométrico - SR-N2.....	207
Figura 173 - Análise de quebra de grãos - edométrico - SR-N3.....	208
Figura 174 - Análise de quebra de grãos - CIU - SR-N1	208
Figura 175 - Análise de quebra de grãos - CIU - SR-N2	209
Figura 176 - Análise de quebra de grãos - CIU - SR-N3	209
Figura 177 - Análise de quebra de grãos – CID e CKD - SR-N1	210
Figura 178 - Análise de quebra de grãos – CKD - SR-N2	210
Figura 179 - Análise de quebra de grãos – CID e CKD - SR-N3	210
Figura 180 - Curvas de adensamento e ajustes lineares – SR-N1	215
Figura 181 - Curvas de adensamento e ajustes lineares – SR-N2	216
Figura 182 - Curvas de adensamento e ajustes lineares – SR-N3	216

Figura 183 - Resultados dos ensaios triaxiais – SR-N1 (a) $q \times p'$ e (b) $v \times \ln p'$	217
Figura 184 - Resultados dos ensaios triaxiais – SR-N2 (a) $q \times p'$ e (b) $v \times \ln p'$	218
Figura 185 - Resultados dos ensaios triaxiais – SR-N3 (a) $q \times p'$ e (b) $v \times \ln p'$	218
Figura 186 – LEC espaço $q \times p'$: SR-N1, SR-N2 e SR-N3	219
Figura 187 – LEC espaço $v \times \ln p'$: SR-N1, SR-N2 e SR-N3.....	219
Figura 188 – Su e LEC – SR-N1	220
Figura 189 – Su e LEC – SR-N2.....	220
Figura 190 – Su e LEC – SR-N3.....	221
Figura 191 – Comparativo Su e LEC – SR-N1, SR-N2 e SR-N3.....	221
Figura 192 - Curva de plastificação – SR-N1	222
Figura 193 - Curva de plastificação – SR-N2	223
Figura 194 - Curva de plastificação – SR-N3	223
Figura 195 – Comparativo entre as curvas de plastificação para o SR-N1, SR-N2 e SR-N3	224

Lista de Tabelas

Tabela 1 - Variações típicas no índice de vazios <i>in-situ</i> em Solos Residuais Brasileiros (Sandroni, 1985).....	34
Tabela 2 - Ensaio físico, químico e mineralógicos realizados.....	91
Tabela 3 – Resultados da caracterização física.....	101
Tabela 4 - Comparativo granulometria – ABNT (%).....	102
Tabela 5 – Resultados dos índices de plasticidade e atividade de Skempton.....	105
Tabela 6 - Distribuição dos poros e porosidade total dos solos estudados.....	110
Tabela 7 - Dados dos ensaios de resistividade – SR-N1.....	113
Tabela 8 - Dados dos ensaios de resistividade – SR-N2.....	114
Tabela 9 - Dados dos ensaios de resistividade – SR-N3.....	114
Tabela 10 - Valores de resistividade e sucção mátrica correspondentes aos pontos de entrada de ar.....	120
Tabela 11 - Resultados da análise química total - % (CETEM).....	125
Tabela 12 - Resultados da análise química total - % (PUC-Rio).....	125
Tabela 13 - Resultados da análise química total - % (UENF).....	125
Tabela 14 - Índices de intemperismo químico - CETEM.....	126
Tabela 15 - Resultados da análise química por ataque sulfúrico.....	127
Tabela 16 - Relação de teor de sílica com percentual de caulinita no solo.....	128
Tabela 17 - Relação do pH em água e em solução KCl.....	128
Tabela 18 - Resultados dos ensaios de perda ao fogo.....	129
Tabela 19 - Mineralogia por DRX - fração passante #40.....	132
Tabela 20 - Mineralogia por DRX - fração total moída.....	132
Tabela 21 - Mineralogia por DRX - fração branca.....	133
Tabela 22 - Mineralogia por DRX - fração passante #200.....	133
Tabela 23 - Mineralogia por DRX - fração silte moída.....	133
Tabela 24 - Mineralogia por DRX - fração passante #400.....	133
Tabela 25 - Mineralogia por DRX - fração argila.....	133
Tabela 26 - Índices físicos - ensaio cisalhamento direto.....	168
Tabela 27 – Resultados na ruptura – fase de obtenção da resistência de pico e residual, obtidos pelo ensaio cisalhamento direto.....	173
Tabela 28 - Índices físicos - ensaio adensamento edométrico.....	175
Tabela 29 - Índices físicos - ensaio triaxial CIU.....	179

Tabela 30 - Índices físicos - ensaio triaxial CID e CKD	185
Tabela 31 – Resultados na ruptura – SR-N1	190
Tabela 32 – Resultados na ruptura – SR-N2	191
Tabela 33 – Resultados na ruptura – SR-N3	191
Tabela 34 - Parâmetros de cisalhamento G_0 e V_S – SR-N1	198
Tabela 35 - Parâmetros de cisalhamento G_0 e V_S – SR-N2	198
Tabela 36 - Parâmetros de cisalhamento G_0 e V_S – SR-N3	198
Tabela 37 - Parâmetros de cisalhamento G_0 e V_S – início e final saturação	201
Tabela 38 - Parâmetros de deformação E e ν	203
Tabela 39 – Parâmetros λ e N	217
Tabela 40 - Parâmetros M , λ e Γ	218

1

Introdução

A presente pesquisa tem como objetivo contribuir para o desenvolvimento de um Modelo Conceitual de Comportamento de Solo Residual, por meio da avaliação das características de resistência, em função do grau de intemperismo, e interpretação pela Teoria dos Estados Críticos, considerando um solo residual, derivado de um gnaisse facoidal, saturado.

Os solos residuais são os materiais mais heterogêneos envolvidos nos processos das obras civis, devido à influência da mineralogia e da estrutura do material, entre outros aspectos. As propriedades de engenharia dos solos residuais são fortemente influenciadas por suas microestruturas, associadas ao processo de intemperismo. O intemperismo é um processo que modifica as propriedades do solo independentemente de sua história de tensões.

Atualmente, devido à disponibilidade crescente de recursos computacionais e o desenvolvimento de diversos modelos constitutivos para solos, é possível a análise numérica de problemas complexos de comportamento dos mesmos. Porém, ainda são poucos os modelos desenvolvidos visando a simulação do comportamento de solos residuais, em particular considerando aspectos de efeitos do grau de intemperismo no comportamento de tais tipos de materiais.

Unindo tensão cisalhante, tensão média efetiva, índice de vazios e deformações cisalhantes, em um mesmo contexto, Roscoe, Schofield, Wroth e outros autores, definiram a Teoria dos Estados Críticos, que marca o início da Mecânica dos Solos moderna (Leroueil e Hight, 2003). A teoria dos estados críticos pressupõe que existe uma superfície que limita todos os estados possíveis do solo, e todos os caminhos de tensões alcançam ou se aproximam de uma linha nessa superfície. O estado crítico é definido como o estado no qual ocorre deformações, a um volume constante, sob tensão efetiva constante.

Assim, o presente estudo avaliou se, da mesma forma que para as argilas e areias, o modelo do estado crítico pode ser adotado para o solo residual estudado, analisando-se, também, a influência do grau de intemperismo.

Para tal, foram realizados ensaios de caracterização física, química, mineralógica e microestrutural, além de ensaios de resistência, em três amostras

de solo residual, com diferentes graus de intemperismo, provenientes de um gnaisse facoidal.

Desta forma, o presente trabalho foi dividido em 10 capítulos. Os capítulos 2 e 3 apresentam uma breve revisão bibliográfica sobre solos residuais e estados críticos, respectivamente, incluindo alguns trabalhos publicados na literatura.

No capítulo 4 é apresentada a caracterização do local de estudo, além da descrição da coleta e amostragem dos três solos e fragmentos de rocha estudados.

No capítulo 5 são apresentados os procedimentos experimentais realizados para caracterização física, química, mineralógica e microestrutural para os solos e fragmentos de rocha estudados, destacando-se os ensaios de resistividade e microtomografia computadorizada, além do programa experimental executado.

O capítulo 6 apresenta os resultados obtidos pelos ensaios de caracterização, com suas respectivas análises e considerações gerais.

No capítulo 7 são apresentadas as metodologias e equipamentos utilizados para os ensaios de resistência dos solos estudados, sendo estes os ensaios de adensamento edométrico, cisalhamento direto com plano cortado e superfície polida e ensaios triaxiais, realizados em prensas convencionais, com cisalhamento por deslocamento controlado, e em prensas servo-controladas, com cisalhamento por tensão controlada, seguindo diferentes trajetórias de tensões.

O capítulo 8 apresenta os resultados e considerações dos ensaios de resistência, incluindo uma análise do módulo de cisalhamento máximo, obtida pela utilização de *bender elements*, além de uma análise de quebra de grãos, realizada com ajuda de um granulômetro a laser, após os ensaios.

O capítulo 9 apresenta a interpretação dos ensaios de resistência pela Teoria dos Estados Críticos, verificando-se a aplicabilidade da mesma para o solo residual estudado.

No capítulo 10 são apresentadas as principais conclusões obtidas na presente tese, e as sugestões para trabalhos futuros.

No final da tese encontram-se as Referências Bibliográficas e os Apêndices, onde são apresentadas informações adicionais e complementares ao presente trabalho.

2

Solos residuais

2.1.Origem dos Solos

A origem e evolução dos solos sofre a influência de cinco fatores principais: o clima, principalmente devido à ação da água da chuva e da temperatura; o material de origem, sua composição e conteúdo mineral; os organismos animais e vegetais, que formam elementos orgânicos e minerais e modificam as características físicas e químicas do solo; o relevo, que interfere na dinâmica da água, nos organismos vivos e nos processos de erosão e sedimentação; e o tempo, transcorrido ao longo da influência destes fatores.

Brady (1984), define o solo como “corpos dinâmicos naturais que possuem características decorrentes das influências combinadas de clima e atividades bióticas, modificadas pela topografia, que atua sobre os materiais originários, ao longo de certo período de tempo”.

Os solos são formados a partir da decomposição das rochas pelo intemperismo, seja químico, físico, ou a combinação de ambos. Quando estes permanecem no local onde foram formados, sem sofrer qualquer tipo de transporte, são denominados solos residuais. A natureza destes solos, ou seja, sua composição mineralógica, composição granulométrica, estrutura e espessura, dependem do clima, relevo, tempo e tipo de rocha de origem.

Em regiões de clima tropical, como na maior parte do Brasil, o solo residual, formado pela decomposição das rochas, principalmente por meio do intemperismo químico, apresenta, quase sempre, espessura da ordem de dezenas de metros, enquanto que, em regiões com predomínio de clima temperado, este manto tem espessura, normalmente, da ordem de poucos metros (Oliveira e Brito, 1998).

Segundo Oliveira (2006), a formação do solo ocorre quando o intemperismo, além de provocar alterações químicas na rocha, começa a modificar sua microestrutura, promovendo uma importante reorganização dos minerais recém-formados. A ação do intemperismo sobre as rochas é gradual, as rochas não se decompõem ou se desintegram instantaneamente, é necessário um período de tempo relativamente longo para sofrerem alteração, variável em função do tipo de rocha e das condições climáticas locais. A principal contribuição da rocha de

origem é a definição da composição mineralógica do solo resultante. Como essa composição é determinante para a granulometria, para a plasticidade e para o tipo de argilomineral presente no solo, a rocha de origem define grande parte do comportamento geomecânico dos solos residuais. A resistência à decomposição dos minerais é um fator determinante da espessura dos solos residuais (Oliveira 2006).

Os solos residuais não são compostos apenas de grãos, mas de agregados e cristais de minerais alterados, cimentação depositada, grumos de argilominerais e partículas de resistência variada, com uma tendência à quebra e desarranjo quando submetidos a carregamentos (Ibañez, 2008).

2.2.Intemperismo físico e químico

Os solos são formados pelo intemperismo físico e químico da rocha. O intemperismo físico pode ocorrer de duas maneiras, desintegração ou erosão. A desintegração é causada principalmente pelo ciclo de molhagem e secagem, ou congelamento e descongelamento, nas juntas, fissuras e fraturas das rochas. O congelamento da água nas juntas, fissuras e fraturas, entre outros fatores, exerce elevadas tensões, causando maior fragmentação dos blocos (Sousa Pinto, 2000). A erosão é causada pela ação das geleiras, da água ou do vento. Esses processos produzem uma variedade de partículas de diversos tamanhos, porém com características e composições da rocha de origem.

De acordo com Oliveira e Brito (1998) o intemperismo físico ocorre devido a desintegração física e mecânica das rochas, promovendo um aumento da superfície específica das partículas minerais, sem modificações na sua estrutura cristalina. Sua atuação acentua-se em função das mudanças bruscas de temperatura, por ação do congelamento das águas e por ação radicular de determinadas espécies vegetais.

Segundo Wesley (2010), o processo de intemperismo químico é bem mais complexo e envolve reações químicas no conteúdo mineral da rocha mãe. De acordo com Oliveira e Brito (1998), o intemperismo químico tem, como condição fundamental, a presença da água e temperatura, favorável ao desenvolvimento das reações, transformando os minerais primários, da rocha de origem, em minerais secundários (argilominerais).

Segundo Sousa Pinto (2000), a presença da fauna e flora promove o ataque químico, por meio de hidratação, hidrólise, oxidação, lixiviação, troca de cátions, carbonatação, etc. O conjunto destes processos, que são muito mais atuantes em

climas quentes do que em climas frios, leva à formação dos solos que, em consequência, são misturas de partículas pequenas que se diferenciam pelo tamanho e pela composição química. A maior ou menor concentração de cada tipo de partícula num solo depende da composição química da rocha que lhe deu origem.

Ainda, segundo Wesley (2010), as reações químicas são causadas pela ação da circulação da água, oxigênio e dióxido de carbono. Os minerais que compõem a rocha de origem são convertidos em argilominerais (por exemplo, a caulinita, a illita e a montmorillonita).

Em regiões de temperaturas elevadas, precipitações abundantes e boa drenagem, o intemperismo rochoso é caracterizado por uma quebra de minerais feldspatos, inicialmente intemperizados em caulinita, e ferromagnesianos, pela remoção de sílica e de bases (Na_2O , K_2O , MgO), e pela concentração de óxidos de ferro e alumínio, e as partículas mais resistentes de quartzo e mica podem permanecer. Este processo é chamado de laterização (Gidigas, 1972; Grant, 1974; e outros *apud* Mitchell e Soga, 2005) e envolve a lixiviação de SiO_2 e a deposição de Fe_2O_3 e Al_2O_3 .

De acordo com Oliveira (2006), o intemperismo leva à formação de um perfil de solo. Entende-se por perfil de solo a seção de um terreno constituída por uma sequência de camadas distintas por suas características físicas, químicas, mineralógicas, morfológicas, biológicas e microestruturais.

2.3.Perfis de intemperismo

Devido à natureza da formação, das distintas características das rochas de origem e das propriedades do solo residual, não existe um sistema único de classificação para estes. Diversos autores propuseram uma classificação para perfis de intemperismo de solos residuais (Pastore (1995), Little (1969), Deere & Patton (1971), ISRM (1981), Vaz (1996), Cruz (1987), entre outros), conforme apresentado a seguir.

Segundo Oliveira e Brito (1998), Pastore (1995) propôs uma padronização da terminologia para descrição de perfis de alteração baseada, sobretudo, na análise das várias proposições existentes sobre o assunto e nos conceitos adotados em 1985 pelo Comitê de Solos Tropicais da ISSMGE. Esta proposição, que tem por objetivo padronizar as descrições de sondagens, escavações e afloramentos, no âmbito da Geologia de Engenharia, caracteriza sete horizontes num perfil de alteração completo.

As denominações e características dos horizontes, de acordo com Pastore (1995), são descritas a seguir.

- Horizonte de solo orgânico (I) – geralmente com pouca espessura, presente em quase todos os perfis. É composto por areia, silte e argila, em diferentes proporções, mas sempre contendo matéria orgânica decomposta.

- Horizonte laterítico (II) – pode ser formado tanto por solos residuais como sedimentares. A granulometria do solo, assim como sua espessura, é muito variável e depende da sua posição no relevo e da rocha de origem. Contém quartzo, argilas essencialmente cauliníticas e óxidos instáveis em estruturas porosas. Suas cores predominantes são as de tons avermelhados e amarelados.

- Horizonte de solo saprolítico (III) – é composto de solo residual, tendo como principal característica apresentar estrutura reliquiar da rocha de origem, podendo conter até 10% de blocos de rocha. Além da estrutura, podem ser observadas descontinuidades preservadas da rocha de origem, tais como falhas, fraturas e juntas. A espessura e composição granulométrica são variáveis, e dependem de sua posição no relevo e da rocha de origem. As composições granulométricas mais comuns são areias siltosas pouco argilosas e siltes arenosos pouco argilosos. Os minerais mais comumente encontrados neste horizonte são o quartzo, a caulinita e a mica. Suas cores predominantes são tonalidades branca, creme, roxo e amarelo-claro. Neste horizonte é possível observar feições estruturais da rocha de origem.

- Horizonte saprolítico ou saprolito (IV) – é uma transição entre o maciço de solo e o maciço rochoso. É composto por blocos ou camadas de rochas em vários estágios de alteração, com dimensões variáveis, envolvidos por solo saprolítico. O solo tende a se desenvolver ao longo de descontinuidades remanescentes do maciço rochoso, onde a percolação da água é mais facilitada, e em zonas de rochas mais sensíveis à alteração. A quantidade de blocos presentes pode ser de 10 a 90%, variando as propriedades geotécnicas deste horizonte.

- Horizonte de rocha muito alterada (V) – caracteriza o topo do maciço rochoso, sendo a rocha, geralmente, composta por minerais em adiantado estágio de alteração, sem brilho e com resistência reduzida, quando comparada à rocha sã. A alteração da rocha é frequentemente mais intensa ao longo de juntas e fraturas do maciço.

- Horizonte de rocha alterada (VI) – neste horizonte a rocha apresenta minerais descoloridos devido ao início do processo de alteração, sendo este mais pronunciado ao longo de juntas e fraturas. A resistência da rocha é maior do que a do horizonte superior a este.

- Horizonte de rocha sã (VII) – é composto pela rocha sã, apresentando minerais com brilho, sem sinais evidentes de alteração, podendo apresentar um início de alteração ao longo de juntas e fraturas.

Segundo Futai (1999), as características dos solos saprolíticos estão diretamente relacionadas com a rocha de origem. Desta forma, as camadas podem variar de algumas a várias dezenas de metros e diferentes comportamentos e cores. Eles são identificados macroscopicamente por apresentarem manchas, xistosidades, vazios e outras características inerentes à rocha de origem. Sua composição mineralógica é muito variada, sendo resultante do intemperismo da rocha, dependendo, portanto, do grau de alteração e do tipo de rocha. Subjacente ao solo saprolítico deve haver uma gradual transição da rocha alterada em diferentes níveis até atingir a rocha sã.

A Figura 1 apresenta o perfil de alteração típico de rochas metamórficas e graníticas em regiões de relevo suave proposto por Pastore (1995).

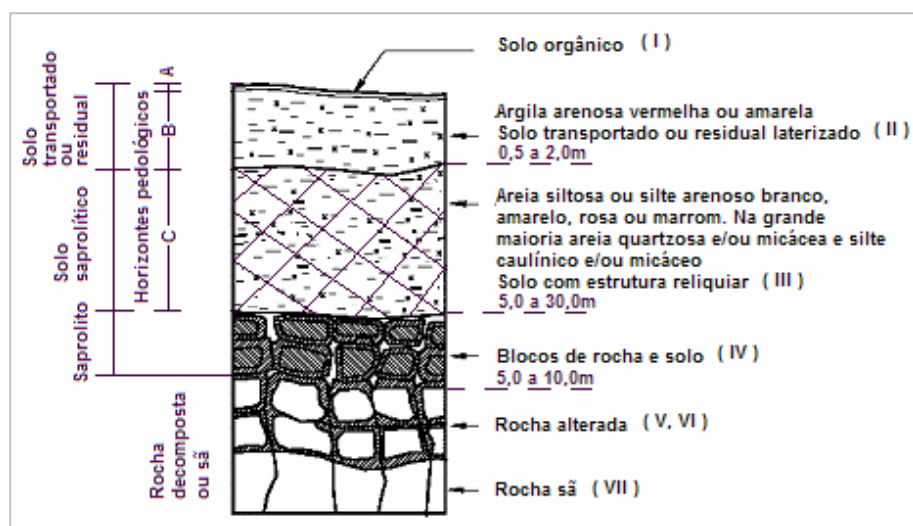


Figura 1 – Perfil de alteração típico de rochas metamórficas e graníticas em regiões de relevo suaves (Pastore, 1995, modificado por Oliveira, 2006)

Little (1969), propôs um sistema, amplamente utilizado, para classificar o grau de intemperismo de um perfil de solo ou rocha, conforme Figura 2. O perfil é composto por seis categorias, variando da rocha sã ao solo. De acordo com Little (1969) o sistema de classificação que ele propôs foi somente para o intemperismo das rochas ígneas nas regiões tropicais. O intemperismo de outras rochas, tais como o basalto, o granito, e outras rochas ácidas, ocorre em uma faixa mais estreita e não pode ser dividido em seis categorias.

O intemperismo das rochas sedimentares, como arenitos ou argilitos, também é bastante diferente do de rochas ígneas. A sequência das camadas produzidas pelo intemperismo destes materiais é mais provável de estar associada com cada camada do material de origem do que com o grau de intemperismo.

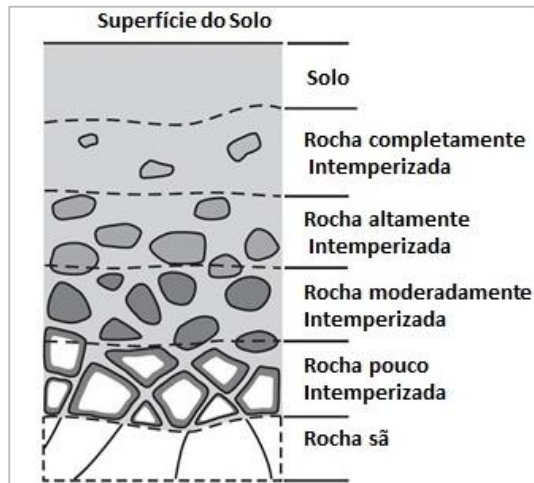


Figura 2 - Perfil de intemperismo típico de solo residual (adaptado de Little, 1969)

Deere & Patton (1971), propuseram um perfil em quatro camadas (Figura 3) relacionado ao intemperismo das rochas granito e gnaiss. Estas camadas correspondem a:

- Solo residual maduro - constituído por minerais secundários (transformados e neoformados) e primários que resistiram ao intemperismo, de granulação variável dependendo do tipo de rocha de origem. Trata-se geralmente de um solo homogêneo e com estrutura porosa.

- Solo residual jovem - camada de solo constituído por minerais primários e secundários, que ainda guarda características herdadas da rocha de origem (estrutura reliquiar). Pode conter alguns blocos rochosos na sua massa.

- Rocha alterada - camada onde os minerais exibem sinais evidentes de alteração (perda de brilho e cor), especialmente ao longo das juntas e falhas.

- Rocha sã - setores do maciço ainda não atingidos pelo intemperismo. Os minerais apresentam-se com brilho e sem sinais evidentes de alteração.

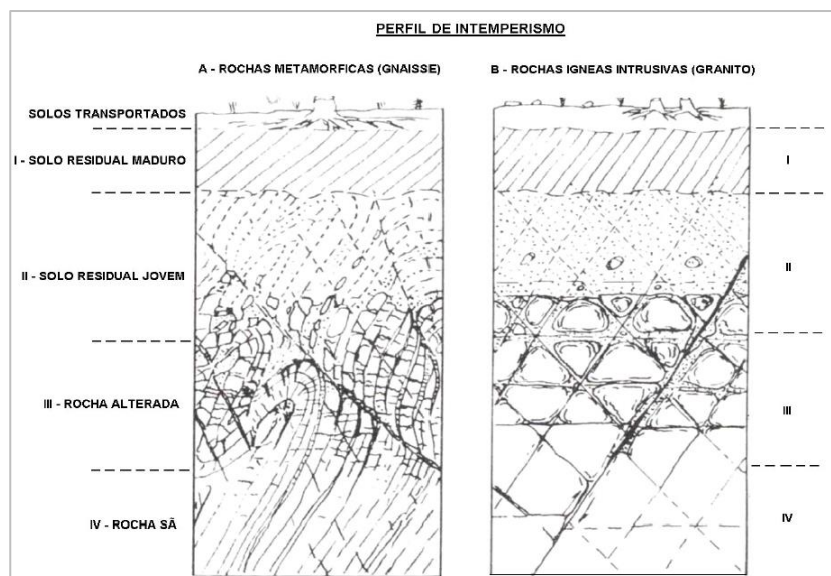


Figura 3 - Perfil de intemperismo: (a) rocha metamórfica e (b) rocha ígnea intrusiva (Deere & Patton, 1971, modificado por Ibañez, 2008)

A ISRM (1981) também propôs uma sequência para descrever perfis de alteração, definindo seis horizontes (Figura 4), sendo estes: (I) rocha sã; (II) levemente alterada; (III) moderadamente alterada; (IV) altamente alterada; (V) completamente alterada e; (VI) solo residual. Desta classificação, conforme apresentado na figura a seguir, a zona I-II corresponde à rocha, a zona intermediária III-IV corresponde ao material de alteração denominado de saprolito (rocha decomposta), e a zona V-VI corresponde ao solo (Ibañez, 2008).

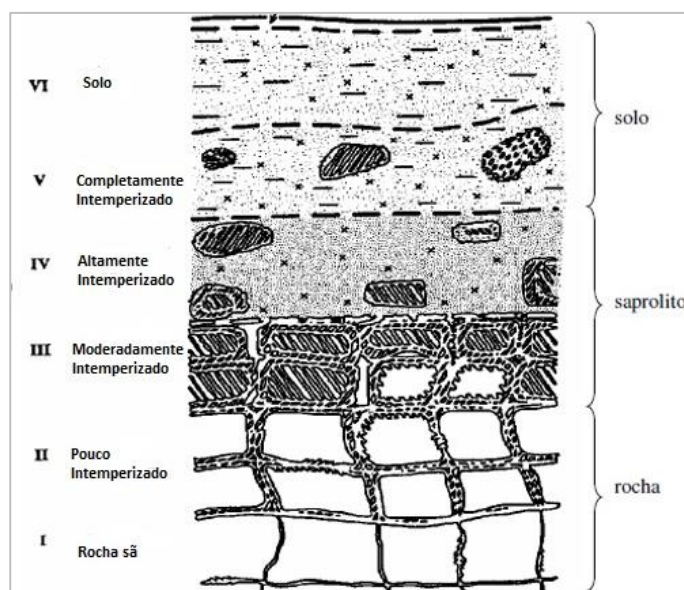


Figura 4 - Classificação da ISRM para um perfil de alteração (adaptado de Ibañez, 2008)

Cruz (1987) idealizou um possível perfil de solos tropicais apresentado na Figura 5. Esse perfil é resultante de uma intemperização, principalmente química, associada à lixiviação e laterização.



Figura 5 – Perfil de Solos Tropicais idealizado por Cruz (1987)

Cruz (1987) idealizou, ainda, possíveis modelos teóricos de estruturas para os horizontes identificados no perfil de alteração, conforme apresentado na Figura 6.

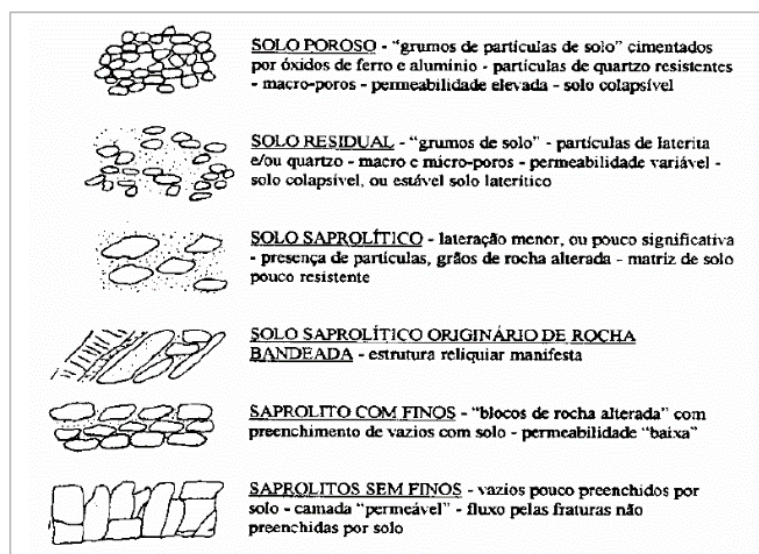


Figura 6– Modelos Estruturais (Cruz, 1987)

Vaz (1996) apresenta um perfil de intemperismo para regiões tropicais, com horizontes de solo e rocha definidos a partir do método de escavação e de perfuração. A subdivisão desses horizontes é feita associando-se critérios baseados na evolução pedogênica para solos e no grau de alteração mineralógica para a rocha, conforme apresentado na Figura 7. São estabelecidos cinco horizontes, dois de solo, sendo o limite entre o solo e a rocha definido pelo limite da perfuração a trado manual ou pelo limite para execução dos ensaios de penetração (SPT) nas sondagens à percussão.

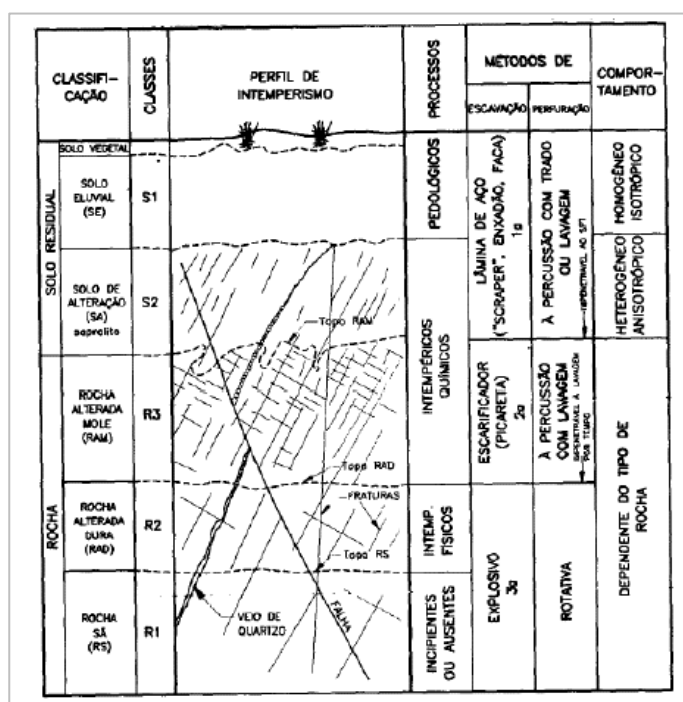


Figura 7 – Classificação proposta por Vaz (1996)

Como pode-se concluir, observando as diferentes propostas, tentar estabelecer uma classificação rigorosa e única para os solos residuais é um enfoque pouco realista da natureza destes solos (Moncada, 2008).

No entanto, é possível identificar características comuns aos diferentes perfis de intemperismo, como a existência de dois horizontes de solo: o solo residual maduro e o solo residual jovem.

Para a Geotecnia, a camada superficial recebe o nome de solo maduro e a camada subsuperficial é denominada solo residual jovem ou solo saprolítico. Na sequência encontra-se a camada de rocha alterada ou saprolito e, abaixo, a rocha sã (Oliveira, 2006).

De acordo com Moncada (2008), o solo residual maduro apresenta características homogêneas em relação à cor, granulometria e composição

mineralógica, e ausência total da textura e da estrutura da rocha de origem (estruturas reliquias). O solo residual jovem, também denominado como solo de alteração ou solo saprolítico, é a camada de solo que se encontra ainda em processo de alteração intempérica, é tipicamente heterogêneo em relação à cor, textura e composição mineralógica, devido à manutenção do arranjo dos minerais, segundo a disposição na rocha de origem.

Miranda (1973) realizou uma análise estatística onde indicou que as propriedades dos solos residuais são influenciadas pela profundidade, tanto para o solo residual jovem como para o maduro. Esta influência é notável no decréscimo da fração de argila e no aumento do ângulo de atrito.

Segundo Oliveira (2006), Rahardjo *et al.* (2004) estudaram solos residuais originados das duas maiores formações geológicas de Singapura. Os resultados mostraram que a variação nas propriedades índice, propriedades de engenharia e nas características microestruturais de solos residuais, ao longo da profundidade, pode ser correlacionada com o grau de intemperismo. Um aumento no grau de alteração correspondeu a um aumento na quantidade de poros e a uma maior variedade no tamanho dos poros.

Existem muitas tentativas de quantificar o grau de intemperismo por meio de métodos químicos, petrográficos, difração de raios-X e microscopia eletrônica, ou a partir de índices físicos. Segundo Oliveira (2006), os índices químicos são relativamente precisos para obtenção do grau de alteração química.

2.4.Classificação dos solos residuais

Segundo Wesley (2010), devido à natureza e propriedade dos solos residuais, não existe um sistema único de classificação para estes, mas sim o conhecimento geral de suas propriedades, que estão relacionadas às propriedades da rocha de origem.

De acordo com Futai (1999), ao contrário dos solos sedimentares, os limites de Atterberg não podem ser utilizados como propriedades índices para os solos residuais. Cozolino & Nogami (1993) afirmaram que a classificação convencional não é aplicável aos solos tropicais e enunciaram algumas propriedades que não são consideradas na classificação convencional:

- Solos lateríticos têm agregação dos finos;
- Natureza físico-química da fração argilosa;
- Influência dos microcristais de mica e de caulinita dos solos saprolíticos;

- Natureza porosa e fragmentada dos grãos de silte e areia dos solos saprolíticos.

Matos Fernandes (2011) apresenta o resultado de mais de 100 análises granulométricas de solos residuais de granito do Noroeste de Portugal. Como pode ser observado na Figura 8, trata-se de solos de granulometria muito extensa, cobrindo dimensões desde o cascalho fino até a argila, porém com fração predominante de areia, provenientes do quartzo da rocha de origem, sendo, em geral, classificados como areias siltosas.

Vale ressaltar que a obtenção da curva granulométrica é feita a partir de um processo susceptível de afetar e quebrar muitas ligações cimentícias do solo, de forma que a representatividade da curva é passível de reservas (Matos Fernandes, 2011).

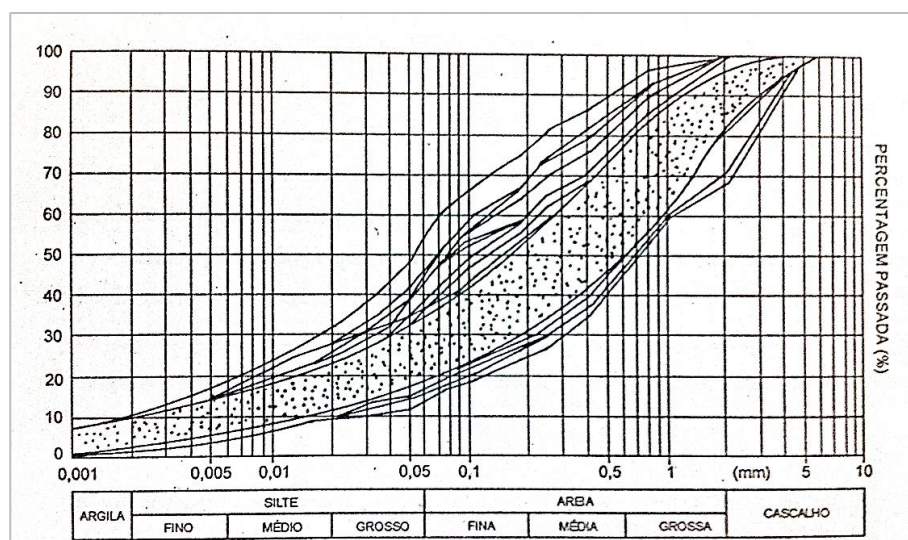


Figura 8 – Curvas granulométricas de solos residuais do granito do Noroeste de Portugal – a região pontilhada corresponde a mais de 100 curvas (Matos Fernandes, 2011)

Conforme observado na figura anterior, a fração de argila é muito reduzida, sendo nesta fração predominantes a caulinita e a gibsita, resultantes da alteração dos feldspatos (a primeira) e das micas (ambas) (Matos Fernandes, 2011). Sendo reduzida a fração de argila, e sendo os minerais desta pouco ativos, em geral os solos residuais de granito são solos pouco plásticos ou mesmo, nos casos em que a alteração química não se encontra muito avançada, *não plásticos* (solos nos quais não é possível a determinação dos limites de Atterberg) (Matos Fernandes, 2011).

Os solos residuais podem apresentar uma ampla faixa de porosidade, mesmo quando derivados de uma mesma rocha de origem. Na Tabela 1, estão reproduzidos valores típicos de densidade de grãos e índice de vazios de solos residuais encontrados no Brasil (Sandroni, 1985)

Tabela 1 - Variações típicas no índice de vazios *in-situ* em Solos Residuais Brasileiros (Sandroni, 1985)

Rocha Matriz	Densidade dos Grãos	Índice de Vazios
Gnaiss	2,6 – 2,8	0,3 – 1,1
Quartzito	2,65 – 2,75	0,5 – 0,9
Xisto	2,7 – 2,9	0,6 – 1,2
Filito e Ardósia	2,75 – 2,9	0,9 – 1,3
Basalto	2,8 – 3,2	1,2 – 2,1

Castro (1974) constatou variações na granulometria dos solos residuais em virtude da quebra dos grãos provocada por dispersão mecânica e destorroamento excessivo, para solos micáceos e solos ricos em feldspatos semi-decompostos. Ainda, segundo Castro (1974), desde que o tempo de homogeneização do solo seja apenas o suficiente para se obter uma boa uniformidade de umidade, o manuseio da amostra não provoca acentuadas variações nos valores de LL e LP.

Paralelamente aos ensaios índice, é imprescindível um estudo químico e mineralógico que complemente e, até mesmo, elucide as interpretações destes ensaios, para classificação e posterior determinação do comportamento e das propriedades dos solos residuais, que tendem a ser de difícil interpretação devido, por exemplo, à sua grande heterogeneidade (Sertão, 1986).

Sandroni (1981), sintetiza os resultados de ensaios realizados, principalmente na década de 70, em solos residuais jovens de gnaiss pelo grupo de pesquisa da PUC-Rio. O mesmo menciona que, apesar de ocorrer diversidade de aparência e mineralogia, a granulometria destes solos não é muito variável, geralmente sendo caracterizados como areia siltosa. Quanto à plasticidade, alguns solos se apresentam não plásticos enquanto outros apresentam uma plasticidade que não está relacionada à presença de argilominerais. Ainda, a partir de tais trabalhos, o autor afirma que feldspatos e micas determinam o comportamento de solos saprolíticos de gnaiss, com a resistência ao cisalhamento diminuindo com o aumento do teor de mica (Carvalho, 2012).

2.5.Aspectos Mineralógicos e Químicos

A mineralogia do solo residual se deriva dos minerais que formam a rocha de origem (primários) que, sob intemperismo, sofrem diferentes decomposições e transformações para configurações mais estáveis, denominadas de minerais secundários. A granulometria, o tipo e porcentagem de argilominerais, a presença de materiais cimentantes e a resistência dos grãos são influenciados diretamente pelas características mineralógicas (Ibañez, 2008).

De acordo com Popp (1999), durante o intemperismo, os minerais sofrem transformações químicas importantes, como:

- (a) Parte de seus constituintes é dissolvida e carregada pelas águas de infiltração (Ca, Mg, K, Na e Fe, principalmente), de modo que esses materiais só vão se reprecipitar sob a forma de sedimentos químicos;
- (b) Parte dos minerais, como os feldspatos, anfibólios, micas, etc. é transformada em argilominerais, ou seja, minerais moles, terrosos, formados por cristais ínfimos;
- (c) O quartzo e uns poucos minerais, como a ilmenita, granada e monazita, não se alteram e permanecem nos solos sob a forma de grânulos duros e areia;
- (d) Quando o intemperismo é incompleto, restam ainda no solo fragmentos mais resistentes de rocha.

Dessa forma, o intemperismo transforma as rochas em solos residuais, formados por uma mistura de argila, areia e fragmentos de rocha.

A mineralogia dos solos residuais varia consideravelmente, sendo parcialmente herdada da rocha de origem e parcialmente devido aos processos de intemperismo envolvidos. Podem coexistir quartzo duro e não alterado, com materiais derivados de feldspatos parcialmente alterados e enfraquecidos, pois os minerais constituintes não são igualmente susceptíveis à alteração (Marques, 2001).

De acordo com Oliveira e Brito (1998), as características do solo são influenciadas, principalmente, pela natureza da rocha de origem, sua composição mineralógica e química, e o estado original de faturamento.

Rochas compostas por minerais ricos em sílica como, por exemplo, o quartzo, produzem solos de textura arenosa, enquanto aquelas com significativa porcentagem de minerais ferromagnesianos (biotita, olivina, piroxênios) e feldspatos, oferecem condições para o desenvolvimento de solos argilosos. Em muitos casos, a própria rocha de origem poderá conter minerais argilosos e, neste

caso, produzir solos com o mesmo tipo de argilomineral. Em outros casos, diferentes tipos de argilominerais podem se originar dependendo, principalmente, da composição mineralógica da rocha de origem: argilominerais do tipo illita originam-se, com frequência, do intemperismo de minerais micáceos ricos em potássio, enquanto a origem das esmectitas se deve ao intemperismo de minerais ricos em cálcio e magnésio. O silício e o alumínio constituem elementos indispensáveis para a formação dos argilominerais. O ferro e o manganês têm parte ativa no processo de oxirredução e são os elementos fundamentais na coloração do solo. O potássio e o sódio causam a dispersão do coloide argiloso, enquanto o cálcio e o magnésio têm alto poder floculante, assegurando a estabilidade do solo (Oliveira e Brito, 1998).

Segundo Wesley (2010), a natureza do mineral de argila produzido depende da rocha de origem e das condições climáticas, em particular o clima local, a situação de drenagem da região, e a acidez da água de percolação (ácida ou alcalina). Por exemplo, a caulinita é formada a partir do feldspato pela ação da água e dióxido de carbono. O quartzo é um dos minerais mais resistentes ao intemperismo, dessa forma, solos derivados do granito tendem a ter uma proporção substancial de partículas grossas de quartzo dentro de uma matriz de material mais fina.

Van der Merwe (1965) *apud* Ibañez (2008), baseado em análises de solos residuais de encostas e vales, aponta que, em zonas com elevado escoamento e boa drenagem interna, desenvolvem-se argilominerais do tipo caulinita e vermiculita. Locais planos com boa drenagem mostram uma sequência de alteração de argilominerais formada por clorita, vermiculita, montmorillonita e caulinita. Já em locais planos com drenagem ruim a sequência não se completa predominando os argilominerais do tipo montmorillonítico.

Sandroni (1977) interpretando a mineralogia de solos residuais de gnaiss, ensaiada por diferentes autores, concluiu que, quanto maior o teor de feldspato, mais resistente é o solo, ocorrendo o contrário para o teor de mica, sendo que estes argilominerais indicam o grau de alteração da rocha.

2.6.Estrutura

De acordo com Carvalho (2012), na Mecânica dos Solos, o termo “estrutura” tem sido amplamente empregado para designar a maneira que as partículas são dispostas para formar o esqueleto do solo.

Segundo Ibañez (2008), a estrutura se refere à disposição física dos minerais na massa de solo. Isto inclui o arranjo dos grãos, a agregação e a cimentação destes, a distribuição e tamanho dos poros, e as feições reliquias, como foliações, fissuras ou bandas de cisalhamento.

De acordo com Sousa Pinto (2000) os solos residuais são frequentemente cimentados.

Para Leroueil e Vaughan (1990), a permanência e a formação de novas ligações entre partículas devido ao intemperismo (cimentação) são os principais fatores que regem o comportamento do solo. Esta característica faz com que a maioria dos solos residuais apresente o comportamento de solo cimentado.

Diversos pesquisadores (Wallace (1973), Vaughan (1988), Marques (2001), entre outros) afirmam que, em solos com moderado grau de alteração, alguma cimentação pode ser herdada da rocha de origem, mas, em solos residuais altamente intemperizados, esta cimentação é devida, possivelmente, a efeitos de cristalização, alteração mineral e precipitação de material cimentante durante o intemperismo.

Leroueil e Vaughan (1990) denominaram estrutura cimentada (*bonded structure*) à soma das influências da textura, do arranjo de grãos e agregados e das ligações entre partículas. A estrutura de um solo pode ser definida como a diferença de comportamento observada em relação ao material reconstituído, na mesma porosidade e condição de saturação, e submetido ao mesmo carregamento que o material indeformado. Estas diferenças podem ser observadas sob diversos caminhos de tensões. Por este motivo, ensaios em materiais reconstituídos são frequentemente utilizados como uma referência para a caracterização da estrutura natural (Martins, 2001).

Segundo Boszczowski (2008), a estrutura do solo residual é resultante direta dos processos de intemperismo físicos e químicos da rocha de origem.

A ligação entre as partículas fornece um componente de resistência e rigidez que se desenvolveu progressivamente a medida que o solo evoluiu, e que está em equilíbrio e associado com o estado de tensão atual *in situ*, sendo pequeno o efeito das tensões à que esteve submetido no passado. A estrutura e, particularmente, a ligação entre as partículas, são sensíveis à perturbação durante a sondagem e amostragem, podendo ser facilmente destruídas. As ligações entre as partículas também podem ser destruídas pelas deformações impostas durante os estágios iniciais dos ensaios de cisalhamento, sendo então a resistência e rigidez do solo residual *in situ* subestimadas. Segundo Viana da Fonseca (1996), algumas ligações entre partículas, herdadas da rocha mãe, podem se degradar

rapidamente com a libertações de tensões, a exposição aos agentes atmosféricos e a variação do teor de umidade.

Assim como na Teoria dos Estados Críticos, onde o conceito de plastificação (*yielding*) identifica quando uma argila atinge as superfícies de *Roscoe* ou *Hvorslev* por meio de uma mudança significativa de rigidez na curva tensão x deformação, em solos estruturados também ocorrem pontos de plastificação na curva tensão x deformação, mas associados à estrutura do solo. No espaço de tensões p' x q essa estrutura cria uma superfície de plastificação, que alguns pesquisadores determinaram estar na faixa entre 200-300 kPa para os solos tropicais (Sandroni, 1981, Bressani, 2004 e Bica *et al.*, 2008). A presença desta superfície provoca, no comportamento drenado dos solos tropicais saturados, módulos de deformação e coesão efetiva elevados, que são sensíveis aos níveis de deformação e tensão efetiva imposta (Bressani, 2004).

2.7.Comportamento

Segundo Wesley (2010), a maioria dos princípios fundamentais que governam o comportamento dos solos são aplicados para ambos os tipos, solo residual e solo sedimentar, tais como o princípio da tensão efetiva, as leis que governam a infiltração e o critério de resistência ao cisalhamento e ruptura de *Mohr-Coulomb*. Contudo, existem alguns aspectos diferentes de comportamento dos solos residuais e sedimentares que necessitam do entendimento sobre o processo de formação dos mesmos.

Solos residuais são o produto direto do intemperismo da rocha de origem e, geralmente, apresentam características mais semelhantes à esta do que os solos sedimentares, como por exemplo a estrutura do material. Solos sedimentares apresentam características de camadas mais homogêneas, devido à deposição das mesmas, e são submetidos a outros processos, além dos intemperismos físico ou químico da rocha de origem e do transporte e deposição do solo, como, por exemplo, são submetidos à compressão devido ao peso das camadas de solo sobrejacentes. Os solos que não tenham sido submetidos às tensões maiores do que as que agem atualmente sobre eles, são chamados de solos normalmente adensados, enquanto que aqueles que tiveram maiores cargas sobre eles, em algum momento do passado, são chamados de solos sobreadensados.

Devido ao seu processo de formação, o solo residual e o solo sedimentar, apresentam propriedades com características opostas, como, por exemplo, o índice de vazios. Solos sedimentares apresentam índice de vazios inferior aos

solos residuais, devido à compressão das camadas de deposição subjacentes, tornando-os mais densos e rígidos (Wesley, 2010).

Os solos residuais podem apresentar características e comportamentos mecânicos significativamente diferentes dos solos sedimentares, mesmo que com granulometria, índice de vazios e teor de umidade semelhantes (Matos Fernandes, 2011).

O índice de vazios dos solos residuais pode variar amplamente, independentemente do tipo de rocha de origem, do tipo de intemperismo, e do estado de tensão, sendo função do processo de intemperismo em si e não estando relacionado com a história de tensões (Marques, 2001).

Para os solos residuais, a resistência ao cisalhamento e a compressibilidade são influenciadas pela cimentação entre as partículas, que aumenta a rigidez do solo. Ainda, a heterogeneidade, anisotropia e outras particularidades dificultam a elaboração de um modelo conceitual que generalize o seu comportamento. A resposta do solo frente às solicitações está fortemente ligada à sua estrutura, cimentação e características herdadas da rocha de origem (Boszczowski, 2008).

De acordo com Marques (2001), a presença de descontinuidades reliquias herdadas da rocha de origem, podem ocorrer e influenciar significativamente o comportamento dos solos residuais, pois estas descontinuidades podem estar preenchidas com materiais de baixa resistência, tornando provável a ocorrência de movimentos diferenciais durante a formação do solo.

Em relação à permeabilidade do solo residual, esta não é facilmente relacionada com a granulometria, sendo condicionada pela sua micro e macroestrutura. Os solos residuais têm predisposição a ter altos índices de vazios e alguns grandes macroporos, podendo a permeabilidade ser muito mais alta do que seria se associada com a granulometria do solo. Superficialmente, o solo (residual ou sedimentar) pode conter fissuras, assim como, animais podem abrir passagens, resultando em uma grande variação da permeabilidade, tanto lateralmente quanto verticalmente. Dessa forma, deve-se evitar generalizar valores de permeabilidade para solos residuais (Marques, 2001).

Segundo Ibañez (2008), as características de resistência, compressibilidade e deformabilidade de um solo residual associam-se aos diversos aspectos de constituição e estado presentes na sua massa, cujas influências se vinculam para dar uma resposta global. Entre os aspectos constitutivos se incluem a estrutura residual, anisotropia e resistência dos grãos, enquanto que os aspectos de estado são a compacidade, grau de saturação e grau de alteração (Brenner *et al*, 2012).

A matriz argilosa que constitui a microestrutura dos solos residuais tem influência marcante no seu comportamento mecânico, dadas suas características de alta compressibilidade e saturação, que contrastam com o esqueleto rígido e não saturado da macroestrutura. A presença e influência da matriz argilosa no solo residual crescem com o grau de intemperismo. Os solos residuais se caracterizam pela sua heterogeneidade e anisotropia herdadas da rocha de origem (Ibañez, 2008).

Segundo Sousa Pinto (2000) devido à heterogeneidade dos solos residuais, em certos casos, é difícil a determinação de suas características por meio de ensaios de laboratório, pois diferentes corpos de prova, mesmo que moldados de uma única amostra, podem apresentar características bem distintas. Considerando-se grandes massas destes solos, entretanto, é possível encontrar similaridades entre amostras, independentemente de suas distâncias. Grandes massas de solos residuais foram caracterizadas pelo professor Milton Vargas, da Escola Politécnica da USP, como solos heterogeneamente homogêneos, ou, homogeneamente heterogêneos, aos quais podem ser associados parâmetros médios de comportamento (Sousa Pinto, 2000).

O estado de tensões no terreno é de difícil conhecimento. Sabe-se que a tensão vertical é a resultante do peso de terra, porém as tensões horizontais, que são relacionadas às características da rocha de origem, são desconhecidas. E ainda, qualquer amostragem elimina as tensões existentes no terreno (Sousa Pinto, 2000).

Segundo Vargas (1953), os solos residuais apresentam uma “tensão de sobreadensamento virtual” de maneira similar a solos sedimentares consolidados. Até a tensão de sobreadensamento virtual, o solo possui elevada rigidez, para então se tornar mais compressível, como um solo normalmente adensado. Porém, este comportamento não está associado a um carregamento prévio que o solo tenha sofrido, mas sim à gênese que o solo sofreu pelo intemperismo.

2.7.1.Compressibilidade e Adensamento

O índice de vazios inicial, a mineralogia e o arranjo de grãos que podem estar em contato direto, sem ligações ou com ligações fracas, exercem grande influência no comportamento do solo (Carvalho, 2012).

A compressibilidade dos solos residuais é muito pequena e é influenciada pelo grau alteração da rocha. A história de tensões destes materiais não pode ser

tratada em termos de tensão de sobreadensamento, pois não está relacionada com a máxima sobrecarga a que esteve submetida (Futai 1999).

Vaughan *et al* (1988), analisando a composição interna de solos residuais, apontam o fato de que as partículas se apresentam geralmente amalgamadas em pequenos bolsões, e que grãos maiores podem se apresentar debilitados pela presença de microfissuras. Sob carregamento é comum a quebra destes grãos e agregados, o que gera um aumento na compressibilidade do solo. A quebra de grãos provoca um aumento na compacidade do solo, o que resulta num endurecimento da massa do solo e o consequente aumento na resistência mecânica pós-quebra (Ibañez, 2008).

O adensamento é o processo ao qual, devido a um acréscimo de tensão, ocorre um aumento na poropressão e, por meio da drenagem nos poros, ocorrerá uma redução no volume da massa de solo.

Devido à permeabilidade da areia, qualquer variação de poropressão gerada irá dissipar tão rápido quanto o carregamento é aplicado, e seu comportamento será sempre drenado. Nas argilas, o comportamento é diferente e mais complexo do que nas areias, e pode ser diferenciado das seguintes maneiras (Wesley, 2010):

- Quando o solo possui baixa permeabilidade e o carregamento for aplicado em um curto período de tempo, o carregamento é seguido de um lento adensamento, e o comportamento será não drenado.

- Quando o solo possui uma permeabilidade relativamente alta e o carregamento for lento, o adensamento ocorrerá conforme o carregamento for aplicado, e o comportamento será drenado.

- Em uma situação intermediária, provavelmente o caso mais comum, segundo Wesley (2010), alguma drenagem, adensamento, irá ocorrer conforme o carregamento for aplicado, e algum adensamento ocorrerá com o tempo, sob carregamento constante, sendo o comportamento considerado como parcialmente drenado.

A compressão está relacionada à taxa de drenagem da água dos poros. Quando aplicada tensão ao solo, as poropressões são induzidas, causando o fluxo de água saindo do solo. Quando o solo for de baixa permeabilidade, esse processo de adensamento pode ser bem lento. A compressão governada pela dissipação da água dos poros é chamada de adensamento primário.

Todo solo possui um comportamento de compressão dependente do tempo, devido à taxa de drenagem da água deste. A compressão pode continuar

mesmo após a total dissipação da poropressão, sendo esta chamada de adensamento (ou compressão) secundário, e ocorre sob tensão efetiva constante.

A deformação final depende da sequência de tensões aplicadas, chamada de caminho de tensões, e não apenas no estado de tensões final. De maneira geral, quanto mais próximo o caminho de tensões estiver do momento de ruptura, maior será a deformação. Isto porque a rigidez do solo é menor quando próxima à superfície de ruptura.

Frequentemente, solos residuais apresentam uma “tensão de sobreadensamento virtual” de maneira similar a solos sedimentares adensados quando carregados em ensaios edométricos (Vargas, 1953). Nota-se na curva *e versus log σ'_v* dois trechos distintos, nos quais a diferença de deformabilidade é nítida. Até a tensão de sobreadensamento virtual o solo possui elevada rigidez para então se tornar mais compressível, como um solo normalmente adensado (Vaughan, 1988). Esta tensão também é conhecida como tensão de plastificação, cedência ou de escoamento.

Leroueil *et al.* (1990) observaram que os solos estruturados apresentavam comportamento rígido inicial seguido de plastificação. Três estados de porosidade podem, então, ser definidos para um solo estruturado (Vaughan, 1988), conforme apresentado na Figura 9; (I) estável dilatante, em que o solo pode existir no estado desestruturado ao mesmo nível de tensões, mas onde dilataria durante o cisalhamento em direção ao estado crítico; (II) estável contrátil, em que o solo pode existir no estado desestruturado ao mesmo nível de tensões, mas onde contrairia durante o cisalhamento em direção ao estado crítico; (III) metaestável ou permitido pela estrutura, em que o solo pode existir a índices de vazios maiores do que é possível para o material desestruturado à mesma tensão.

Em mecânica dos solos o termo cedência ou plastificação tem sido utilizado para descrever descontinuidades associadas à diminuição de rigidez no comportamento tensão-deformação, e não apenas para definir a fronteira entre o comportamento elástico e plástico, como em mecânica dos materiais (Marques, 2001).

Boszczowski (2008) avaliou, dentre outras características, a compressibilidade de um perfil de alteração de granito-gnaiss de Curitiba-PR. A autora observou que a compressibilidade, assim como o índice de vazios e os componentes cimentantes, tendem a aumentar com o grau de intemperismo. Logo, para os solos mais intemperizados, a plastificação da estrutura mostrou-se mais marcante pela quebra de ligações entre partículas e pela diminuição significativa do índice de vazios com o aumento da tensão efetiva, gerando

maiores valores de índice de compressão (C_c). Dessa forma, ao comparar os resultados dos ensaios de amostras indeformadas com amostras reconstituídas, a autora concluiu que a influência da estrutura na rigidez dos materiais é maior nos solos mais intemperizados (Carvalho 2012).

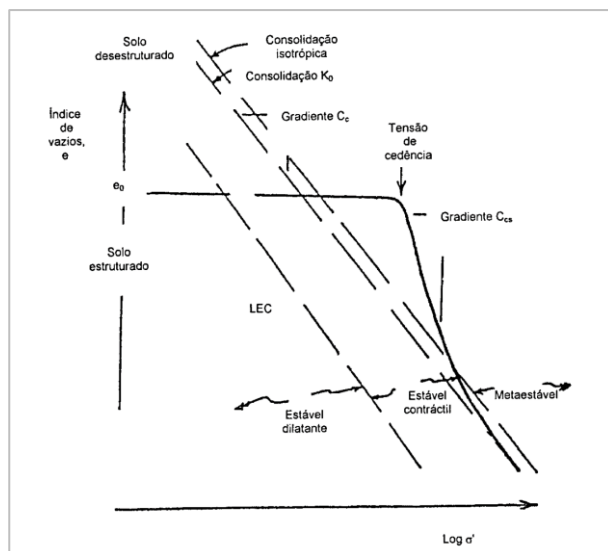


Figura 9 – Compressão unidimensional de um solo estruturado (adaptado de Vaughan, 1988)

2.7.2. Comportamento tensão-deformação-resistência

2.7.2.1. Considerações gerais

A composição dos solos residuais está diretamente relacionada às características da rocha de origem e ao processo de intemperismo ao qual o solo foi submetido. As propriedades básicas destes solos são determinadas pela sua mineralogia e estrutura. Devido a sua heterogeneidade e anisotropia, torna-se difícil a elaboração de um modelo conceitual que represente seu comportamento.

De acordo com Leroueil e Vaughan (1990), durante o carregamento triaxial, os solos estruturados apresentam, para baixos níveis de tensão efetiva (abaixo da tensão virtual de sobreadensamento), um pico de resistência ao cisalhamento a pequenas deformações, ou seja, este não corresponde à máxima taxa de expansão volumétrica (como em solos reconstituídos, sobreadensados), isto se deve à estrutura e não à porosidade do solo. A presença da estrutura pode fazer com que a caminho de tensões ultrapasse a envoltória de resistência ao cisalhamento para grandes deformações (plastificação por cisalhamento) (Boszcowski, 2008). Porém, para tensões confinantes acima da tensão de

cedência ou plastificação (tensão virtual de sobreadensamento), o ponto de plastificação ocorre antes da ruptura, de modo que o solo apresenta um comportamento dúctil, atingindo a ruptura em grandes deformações, acompanhada por significativa contração.

Conforme mencionado por Boszczowski (2008), mesmo para deformações axiais maiores que 15%, o estado crítico não é alcançado, pois a deformação volumétrica não estabiliza. Neste caso, a desestruturação parece ser um processo contínuo, que não se completa para deformações possíveis no ensaio triaxial.

Em ensaios de compressão triaxial convencionais observa-se a influência da estrutura para diferentes níveis de tensão no comportamento tensão *versus* deformação. À medida que aumenta a tensão confinante efetiva, o comportamento do solo estruturado passa de frágil a dúctil.

Esse comportamento foi bem representado em ensaios com um solo artificialmente cimentado realizados por Maccarini (1987). Para baixos níveis de tensão confinante, o pico de resistência ocorre antes do solo iniciar o processo de expansão volumétrica. Para maiores níveis de tensão confinante, um ponto de plastificação pode ser observado antes do solo atingir a envoltória de resistência ao cisalhamento. No entanto, para um nível médio de tensão nenhuma evidência clara permite dissociar a ruptura por cisalhamento da plastificação da estrutura (Figura 10) (Boszczowski, 2008).

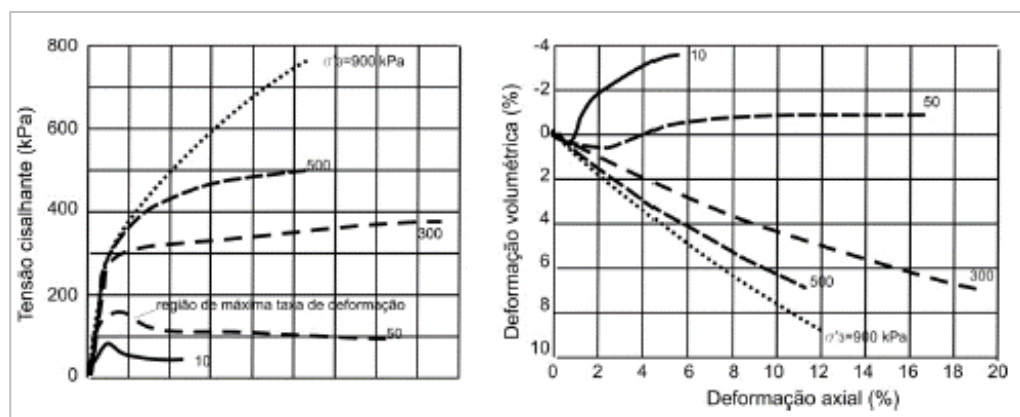


Figura 10 – Comportamento tensão versus deformação associado aos diferentes modos de plastificação da estrutura (Maccarini, 1987)

Segundo Boszczowski (2008), normalmente a plastificação da estrutura ocorre para níveis de deformação inferiores a 0,5% e, em alguns casos, a plastificação da estrutura pode resultar em um processo gradual, de difícil identificação. Vaughan (1988) sugere a aplicação do gráfico de tensão desviadora

versus deformação axial, em escala logarítmica nos dois eixos, para a determinação do ponto de plastificação.

O ponto de plastificação da estrutura pode também ser associado a um aumento brusco da deformação volumétrica ou a um aumento brusco das deformações radiais (Boszczowski, 2008).

Malandraki e Toll (2001) sugerem, ainda, a identificação das regiões de plastificação pela análise do módulo de deformação em função da deformação do corpo-de-prova, em escala logarítmica nos dois eixos, conforme mostra a Figura 11.

Tal comportamento foi estabelecido a partir de resultados de solos fracamente cimentados e rochas brandas. Os autores sugerem a incorporação da plastificação da cimentação (ligações entre partículas). Este ponto seria um ponto a mais aos identificados por Jardine (1992) onde: Y_1 (primeira plastificação) representa o limite de comportamento elástico; Y_2 representa o limite onde, em caso de descarregamento e recarregamento, o comportamento é recuperável; e Y_3 (plastificação final) representa a completa destruição de qualquer estrutura do solo (Carvalho, 2012).

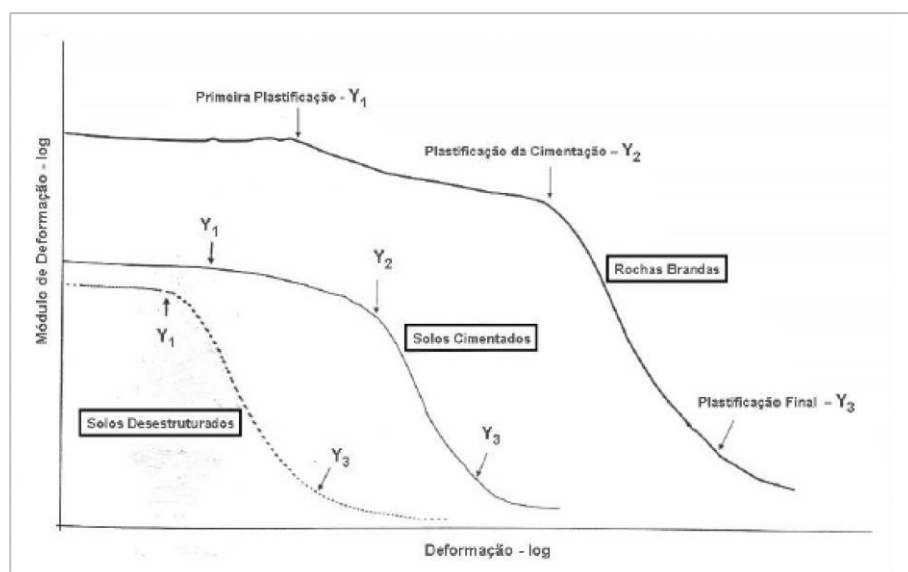


Figura 11 – Plastificação de solos cimentados e rochas brandas (Malandraki e Toll, 2001)

A curva de plastificação pode ser delimitada no gráfico $t \times s'$ a partir dos pontos de plastificação, sendo pequenas as deformações no solo dentro desta. Quando a caminho de tensões alcança a curva de plastificação, grandes deformações passam a se desenvolver. A forma da superfície de plastificação de

solos estruturados pode diferir em função do processo de formação do solo (Boszczowski, 2008). Em solos sedimentares, particularmente em argilas, a superfície de plastificação da estrutura apresenta uma forma aproximadamente elíptica centrada em torno do eixo K_0 (Leroueil e Vaughan, 1990). Solos residuais e rochas brandas apresentam uma superfície de plastificação da estrutura centrada em torno do eixo isotrópico (Vaughan, 1988).

Resultados triaxiais realizados em uma areia naturalmente cimentada apresentados por Cuccovillo e Coop (1999) apresentaram comportamento diferente em relação ao relatado por Leroueil e Vaughan (1990). Uma das mais importantes diferenças é a observação de que, para níveis intermediários de tensão efetiva, o material apresenta um pico de resistência que coincide com a máxima taxa de expansão volumétrica, como seria esperado em um solo reconstituído. As diferenças encontradas foram associadas ao grau de estruturação do material, considerado fracamente estruturado, a plastificação da estrutura em cisalhamento ocorre antes do material atingir a ruptura por cisalhamento. A superfície de plastificação da estrutura pode coincidir com a envoltória de resistência ao cisalhamento de pico somente para níveis muito baixos de tensão. Cuccovillo e Coop (1999) propõem os modelos de comportamento idealizados na Figura 12 para (a) solos fortemente estruturados e (b) solos fracamente estruturados.

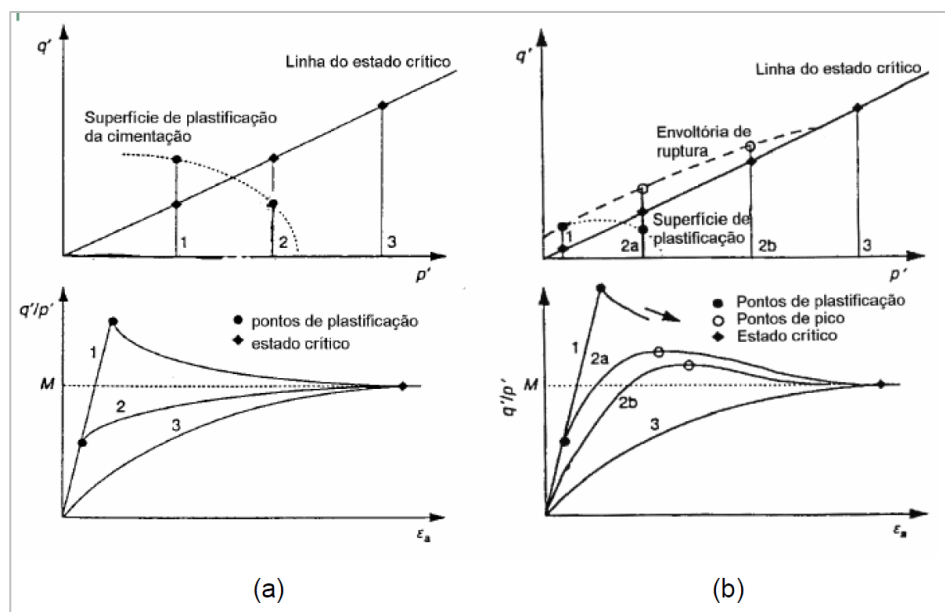


Figura 12 – Modelos de comportamento de materiais (a) fortemente estruturados e (b) fracamente estruturados, definidos a partir do comportamento de materiais arenosos (Cuccovillo e Coop, 1999)

Maccarini (1980) e Sandroni e Maccarini (1981), apresentam resultados de ensaios triaxiais convencionais em amostras indeformadas de um solo residual de gnaiss jovem e maduro, do campo experimental da PUC-Rio. A resposta dos ensaios triaxiais apresentou basicamente dois tipos de comportamento, os quais são sumarizados na Figura 13.

De acordo com Ibañez (2008) o comportamento mostrado na Figura 13(a) caracteriza-se por uma relação linear entre tensão e deformação até atingir o pico de resistência para uma deformação axial não superior ao 5%, ao qual se segue uma curva de amolecimento. As deformações volumétricas variam de contrações moderadas até dilatações. Este tipo de comportamento verificou-se nos solos jovens ou com baixo nível de confinamento. Já o comportamento da Figura 13(b) caracteriza-se por uma relação não linear entre tensão e deformação que atinge o seu valor máximo para deformações axiais maiores do que 10%. As deformações volumétricas são contrativas. Este tipo de comportamento foi verificado nos solos maduros ou com alto nível de confinamento.

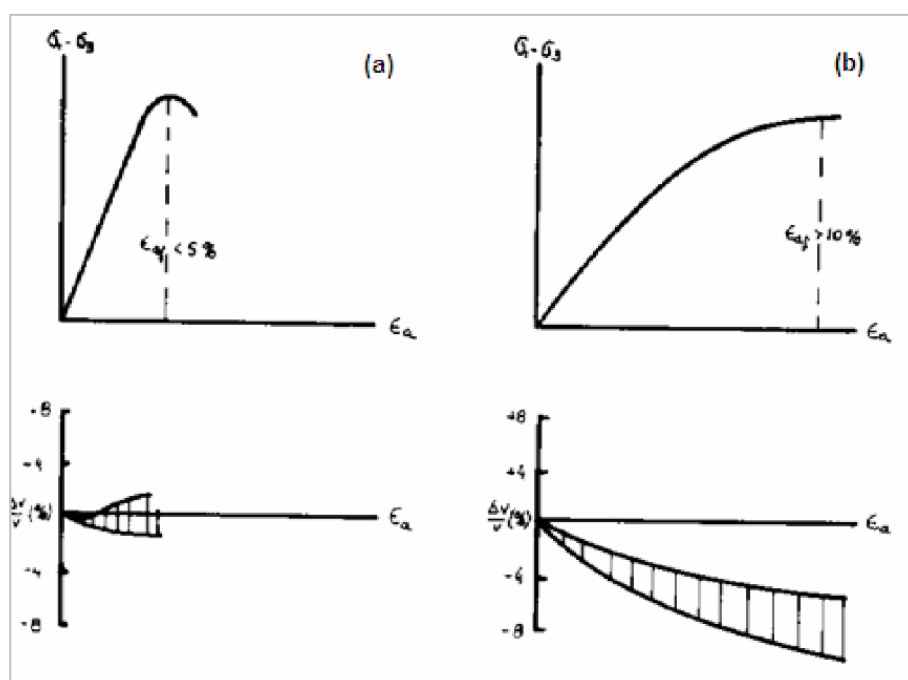


Figura 13 - Comportamento observado de solos residuais no ensaio triaxial:
(a) solo jovem; (b) solo maduro (Sandroni e Maccarini, 1981)

Pode-se dizer que a influência da matriz argilosa, pouco presente no solo residual jovem e de maior ocorrência no solo maduro, está relacionada com a mudança comportamental observada, de maneira que a microestrutura pode ser

considerada a principal responsável pela perda de rigidez e o aumento na deformabilidade (Ibañez, 2008).

Deere e Patton (1971) e Sandroni (1977) relataram que os parâmetros de resistência variam com o grau de alteração da rocha. Com a mudança da microestrutura, devido à decomposição do material, o ângulo de atrito decresce e a coesão verdadeira vai sendo desfeita e, como consequência, o intercepto de coesão diminui. No caso do solo residual de gnaiss, Sandroni (1977) sugeriu que os pares de coesão e ângulo de atrito são maiores para maiores quantidades de mica ou menores quantidades de feldspato, conforme apresentado na Figura 14.

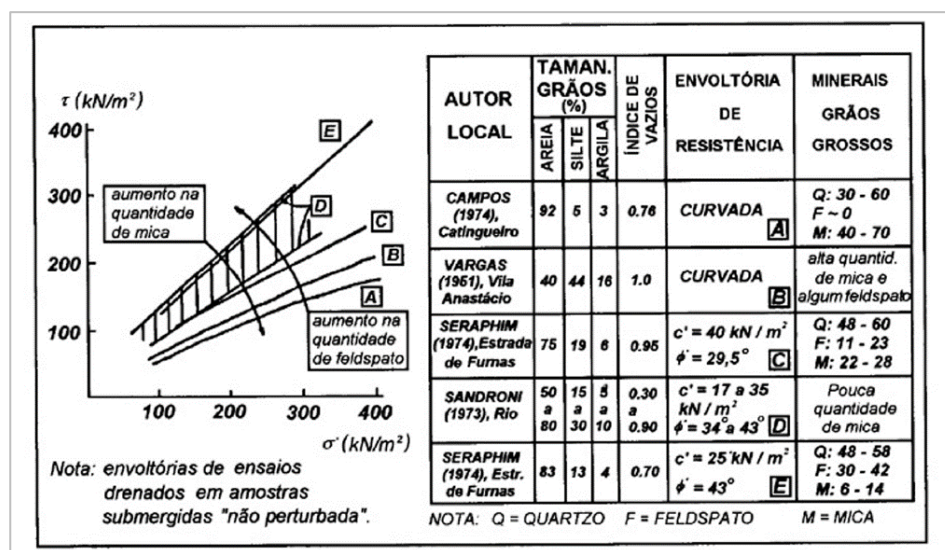


Figura 14 - Influência da mineralogia na resistência (Sandroni, 1977)

2.7.2.2. Comportamento de alguns solos residuais

O comportamento de solos residuais vem sendo estudado por diferentes autores nas últimas décadas.

Diversos autores (Maciel, 1991; Rohlfes Júnior, 1996; Lima, 2007, Futai *et al.*, 2004; Maccarini, 1987; Maccarini, 1993; Oliveira, 2011; entre outros) observaram um comportamento de solo cimentado em solos residuais, a partir de ensaios triaxiais drenados com amostras saturadas.

De modo geral, observa-se que solos cimentados submetidos a tensões isotrópicas tenderão a ter sua estrutura quebrada gradualmente, refletindo em uma perda de resistência, ou seja, uma diminuição da rigidez inicial (inclinação) das curvas tensão x deformação com o aumento da tensão de consolidação. Isto porque, um aumento nas tensões confinantes tende a aproximar as partículas umas das outras (tendendo a um aumento na rigidez) para em seguida quebrar

algumas ligações entre estas (ocasionando uma diminuição na rigidez). Este comportamento é verificado pela transição entre as curvas tensão x deformação com pico de resistência, seguido de amolecimento, para um comportamento dúctil, conforme aumenta a tensão confinante aplicada. Esta transição ocorre devido à quebra da cimentação do solo, ao ser atingida a tensão de escoamento do solo.

Observa-se que, para baixas tensões de consolidação ocorre um pico de resistência ao cisalhamento a pequenas dimensões, ou seja, a ruptura não corresponde à máxima taxa de expansão volumétrica. Porém, para tensões confinantes acima da tensão de cedência ou plastificação, o ponto de plastificação ocorre antes da ruptura, de modo que o solo apresenta um comportamento dúctil, atingindo a ruptura em grandes deformações, o que indica que o comportamento do solo é controlado pela estrutura e não pela densidade deste (Leroueil e Vaughan, 1990).

A máxima taxa de expansão volumétrica, nos ensaios para baixas tensões de confinamento, ocorre além do pico de resistência, devido à presença da cimentação. O pico de resistência do solo, diferentemente dos solos granulares densos, não é explicado pelo efeito da dilatância, mas sim pela presença da cimentação (Leroueil & Vaughan, 1990; Maccarini, 1993; Oliveira, 2011).

A Figura 15 apresenta o resultado de ensaios triaxiais drenados (CID) em um solo residual de gnaiss naturalmente estruturado por Oliveira (2011). A Figura 16 apresenta os resultados de ensaios realizados em solos residuais de gnaiss indeformados (a) fracamente cimentados e (b) fortemente cimentados estudado por Maccarini (1993).

Analisando a resistência saturada e a relação tensão-deformação de solos residuais de granito-gnaiss, Boszczowski (2008) realizou 3 ensaios triaxiais não drenados, com tensões de confinamento efetivas iniciais de 20 kPa, 200 kPa e 400 kPa, onde, conforme apresentado na Figura 17, para nenhuma das tensões efetivas a curva tensão x deformação apresentou um pico de tensão. Pode-se observar que, de modo geral, quanto maior a pressão efetiva, maior foi o valor da tensão desviadora para um mesmo valor de deformação. Na curva poropressão x deformação axial, pode-se observar que para a tensão de 20 kPa o solo apresentou variação de poropressão negativa, indicando, no caso dos solos residuais, o estado de tensão abaixo da tensão de cedência. O aumento da poropressão negativa (ou o decréscimo da poropressão positiva) implica em aumento da tensão efetiva e consequente aumento da resistência do corpo-de-prova (Boszczowski, 2008).

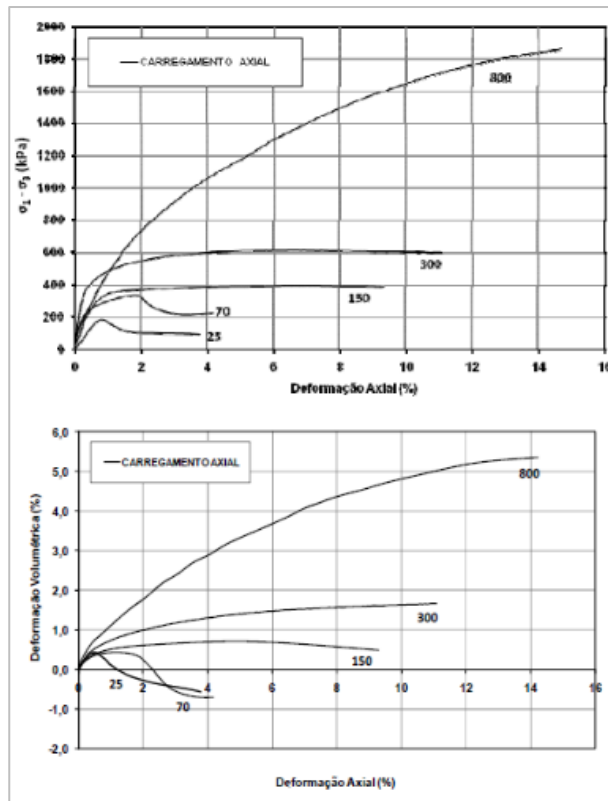


Figura 15 – Resultados de ensaios triaxiais drenados em solo residual de gnaiss naturalmente estruturado (Oliveira, 2011)

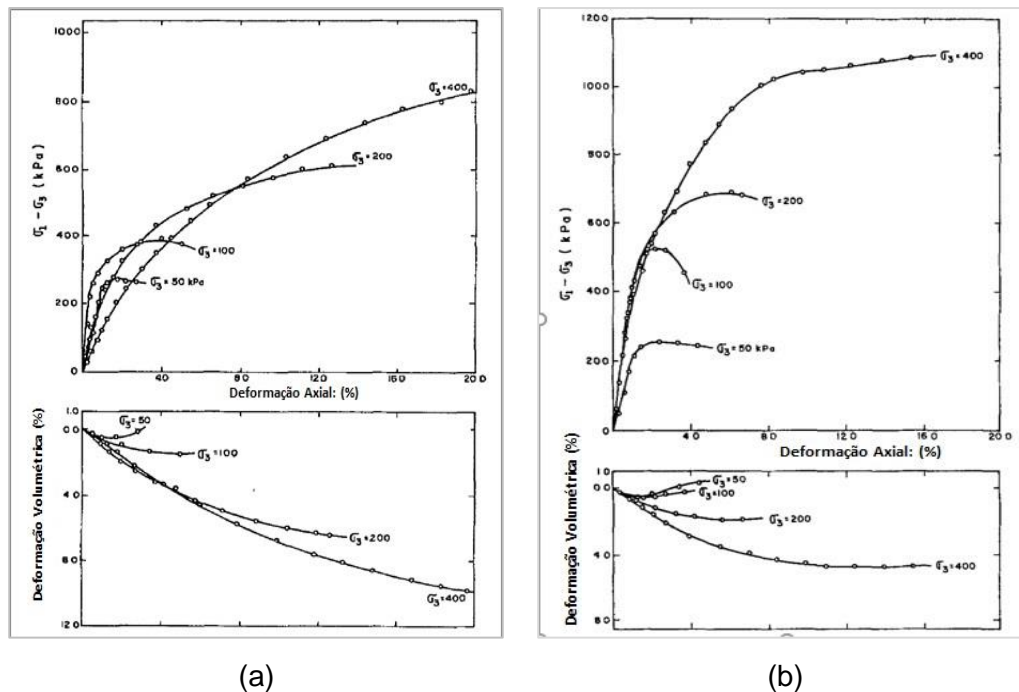


Figura 16 – Resultados de ensaios triaxiais drenados (CID) em solo residual indeformado (a) fracamente cimentado. (b) fortemente cimentado (Maccarini, 1980 e 1987)

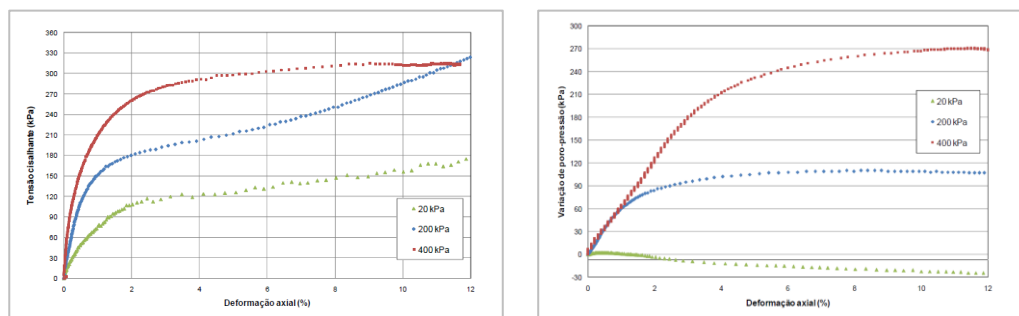


Figura 17 – Curvas tensão cisalhante x deformação axial e poropressão x deformação axial dos ensaios triaxiais (Boszczowski, 2008)

Diversos autores estudaram o comportamento tensão x deformação x resistência dos solos residuais em função do perfil de intemperismo (e.g. Futai, 2002 e Futai *et al.*, 2004; Maciel, 1991; Reis, 2004; Lima, 2007; Marinho, 1986; Bertolucci, 1975; entre outros).

De modo geral, pode-se observar que, para baixas tensões de confinamento, as curvas tensão x deformação apresentam um pico bem definido (Futai *et al.*, 2004), assim como apresentam menos dispersão dos resultados conforme maior o grau de intemperismo (Maciel, 1991).

Pode-se dizer, ainda, que o solo residual jovem se mostrou dilatante para baixos confinamentos, passando gradativamente para um comportamento contrátil para tensões confinantes mais elevadas, além de uma relação praticamente linear entre tensão e deformação até um pico de resistência quase bem definido, para deformações inferiores a 5%, e uma relação não linear na qual a máxima diferença de tensões só se define para deformações axiais próximas ou superiores a 10%. E ainda, a resistência decresce com o grau de intemperismo, enquanto crescem as contrações volumétricas.

Pelos resultados de Futai *et al.* (2004), Figura 18 e Figura 19, observa-se um pico bem definido nas curvas tensão-deformação apenas para a tensão efetiva de 25 kPa, nos demais ensaios, o solo apresentou comportamento tipo *strain-hardening* (endurecimento) sem as deformações volumétricas terem estabilizado para a deformação axial máxima imposta nos ensaios (Carvalho, 2012).

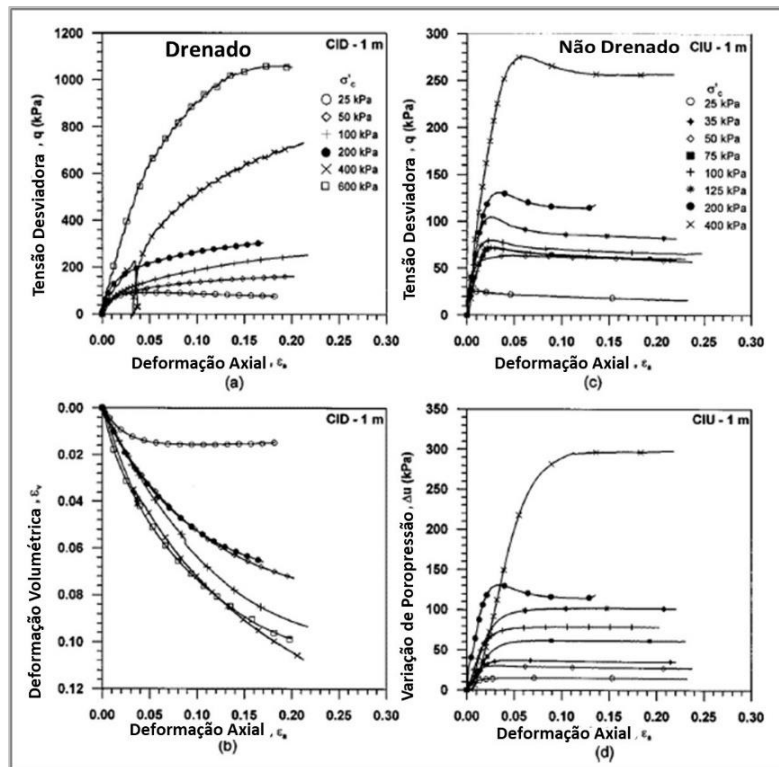


Figura 18- Resultados dos ensaios triaxiais CID e CIU para o solo residual maduro (adaptado de Futai *et al.*, 2004)

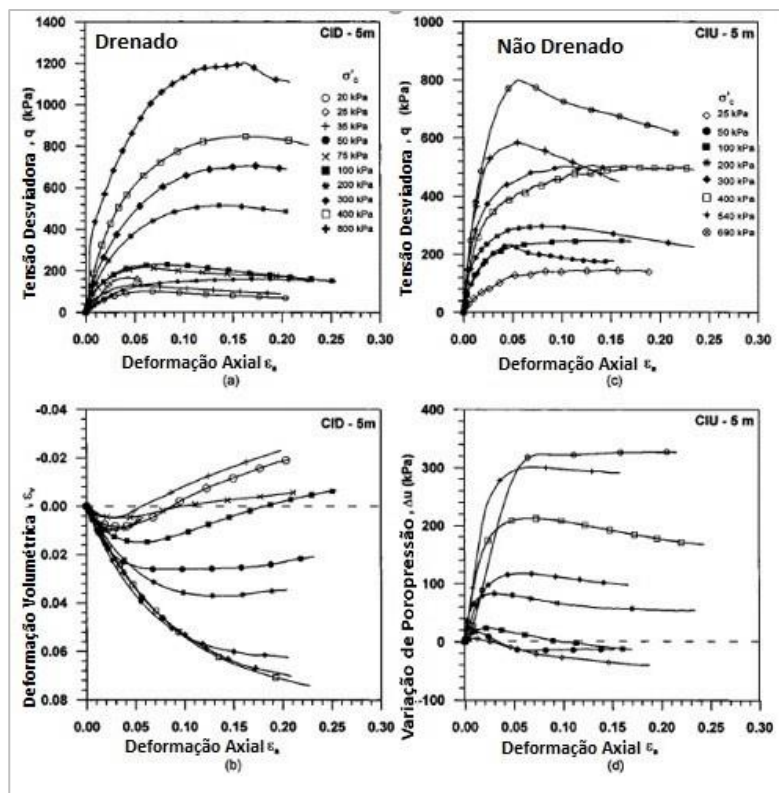
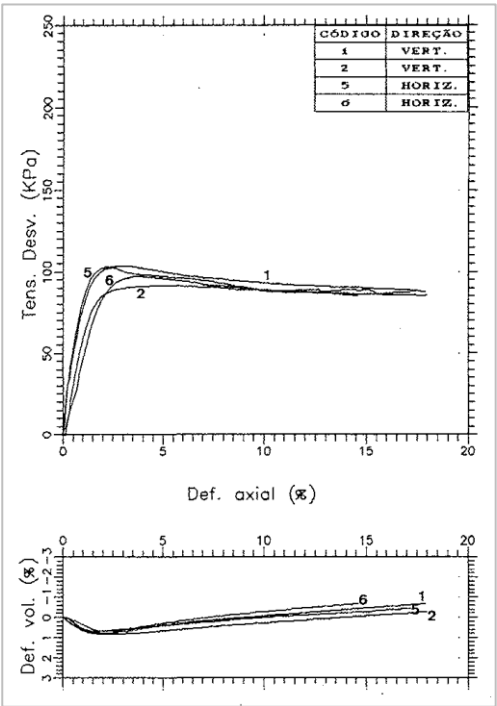
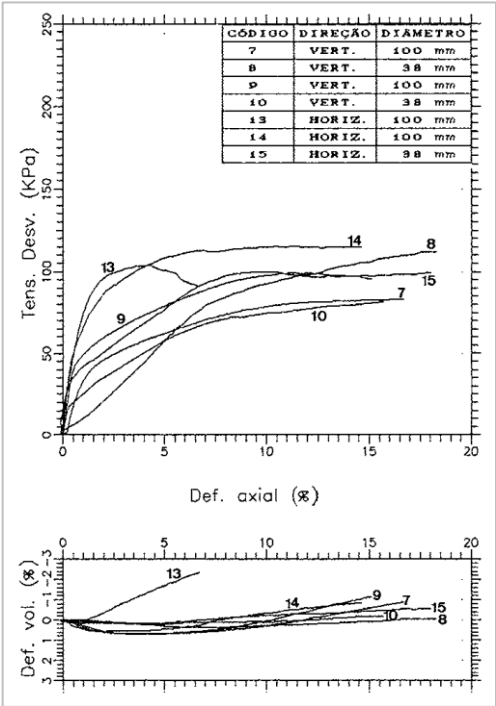


Figura 19 - Resultados dos ensaios triaxiais CID e CIU para o solo residual jovem (adaptado de Futai *et al.*, 2004)

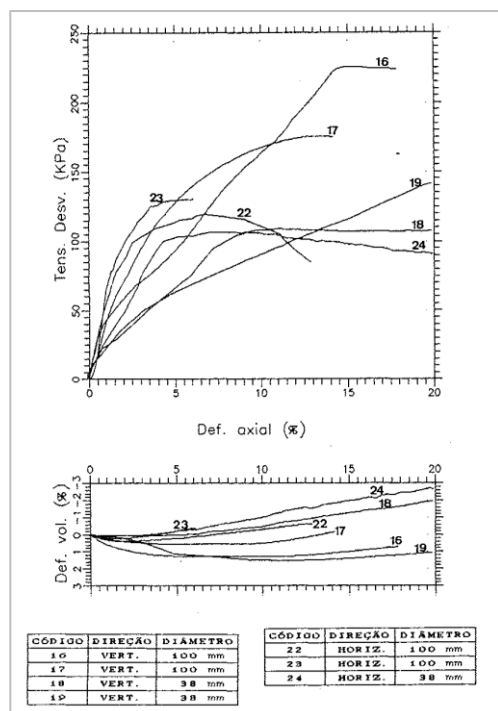
Maciel (1991) avaliou o comportamento tensão-deformação de solos residuais de um perfil de gnaiss facoidal, submetidos a ensaios triaxiais drenados a baixa tensão confinante (25 kPa), com o objetivo de identificar um comportamento rígido correspondente a materiais cimentados em função do grau de intemperismo, em três níveis: solo maduro; saprolítico – nível 2; e saprolítico – nível 1, menos intemperizado. Na Figura 20 observa-se que quanto mais intemperizado é o solo, menor a dispersão dos resultados de resistência ao cisalhamento. A presença de agentes cimentantes, gerados pelo processo de intemperismo químico, no solo maduro, lhe conferiu uma resistência similar à do nível 2 do solo saprolítico. Por outro lado, o comportamento tensão x deformação dos dois níveis de solo saprolítico é similar, sendo o valor da deformação de ruptura menor para o solo maduro, indicando um comportamento frágil, rompendo a pequenas deformações, típico de materiais cimentados. Enquanto que os solos saprolíticos (nível 1 e 2) apresentaram um comportamento plástico, rompendo a maiores deformações, indicando ausência de cimentação criada pelo intemperismo químico ou retida da rocha de origem (Maciel, 1991).



(a)



(b)



(c)

Figura 20 - Curvas tensão x deformação obtidas de um perfil de alteração de um gnaiss facoidal a tensões confinantes de 25 kPa (a) solo residual maduro (b) solo residual nível 2 (c) solo residual nível 1 (Maciel, 1991)

Reis (2004) estudou o comportamento mecânico de dois horizontes (solo residual jovem e maduro) de um solo residual de gnaiss, na condição saturada, por meio de ensaios triaxiais em amostras indeformadas, conforme Figura 21. O solo residual jovem mostrou-se dilatante para baixos confinamentos, passando gradativamente para um comportamento contrátil para tensões confinantes mais elevadas, além de ter sido observada a linearidade entre tensão e deformação, com pico de resistência, para pequenas deformações. O solo maduro apresentou a mesma linearidade antes da ruptura, porém seguido por uma curva que se assemelha a dentes de serra. Seu comportamento volumétrico foi contrátil entre 1,5 e 4,5%, sem apresentar uma variação definida com a tensão confinante. O autor atribuiu esse comportamento ao efeito da cimentação, comum em solos residuais.

Lima (2007) realizou ensaios triaxiais drenados (CID), em solo residual jovem e maduro de gnaiss, com tensões confinantes de 100kPa, 200kPa e 300kPa. As curvas tensão x deformação são apresentadas na Figura 22, onde pode ser observado, para o solo residual maduro o comportamento típico de solos cimentados onde, para uma tensão confinante bem inferior que à tensão de

escoamento ($\sigma_{esc}=170$ kPa), a tensão desviadora foi máxima para pequenas deformações, com pico de resistência bem definido. Com o aumento da tensão confinante, uma possível cimentação existente era vencida e o material não mais apresentou pico de resistência. Nestes casos, a ruptura ocorreu para grandes deformações axiais (maiores que 15%). Para o solo residual jovem, observa-se que este ainda sofre influência de sua estrutura, apresentando comportamento frágil, com pico de resistência bem definido, mesmo para tensões confinantes superiores à tensão de escoamento ($\sigma_{esc}=70$ kPa). Este fato pode ser atribuído à heterogeneidade natural do solo, com diferentes níveis de cimentação (Lima, 2007).

Marinho (1986) realizou ensaios triaxiais axissimétricos drenados (CID) em um solo residual de gnaiss, com pressões confinantes de 75 kPa, 150 kPa e 300 kPa para o solo a 7,6 m profundidade, e pressões confinantes de 100 kPa, 200 kPa e 300 kPa para o solo a 9,6 m de profundidade. A Figura 23 apresenta as curvas tensão x deformação onde pode ser observado que, ambos os resultados, não apresentam pico definido, mas indicam uma resistência máxima para as pressões confinantes menores. De acordo com Marinho (1986) para a amostra a 7,6 m de profundidade, possivelmente o alívio das tensões de campo provocou a perda da característica de diminuição da rigidez, ocasionada pela quebra das ligações cimentícias. Porém não pode se dizer o mesmo para a amostra a 9,6 m, pois foi observado um ponto de modificação na rigidez deste solo (não apresentado no presente estudo).

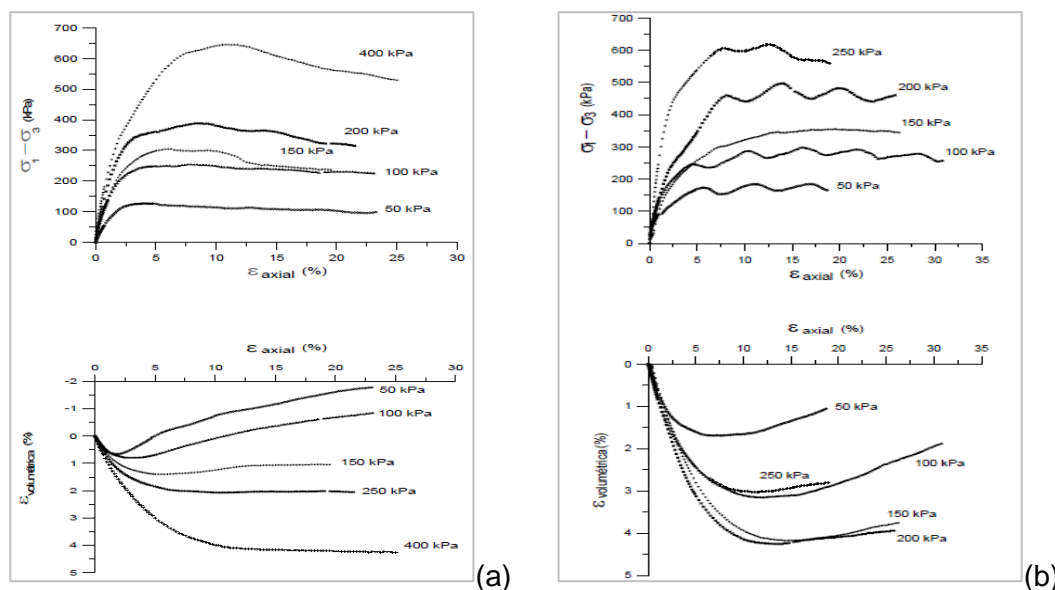


Figura 21 - Resultados de ensaios triaxiais drenados: (a) solo residual jovem e (b) solo residual maduro (Reis, 2004)

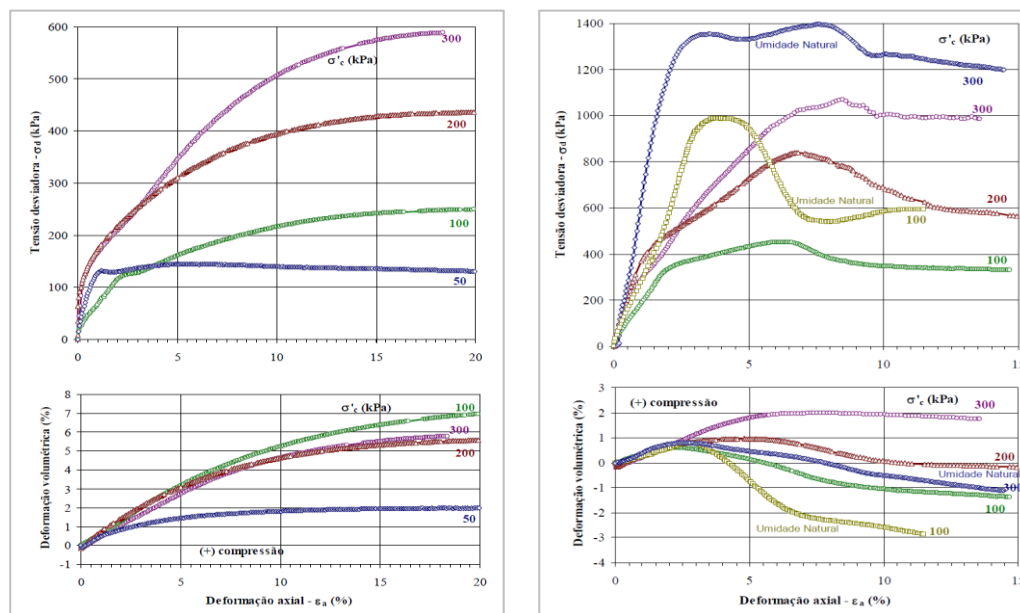


Figura 22 - Resultados dos ensaios triaxiais (CID) em solo residual (a) maduro saturado e (b) jovem saturado e na umidade natural (Lima, 2007)

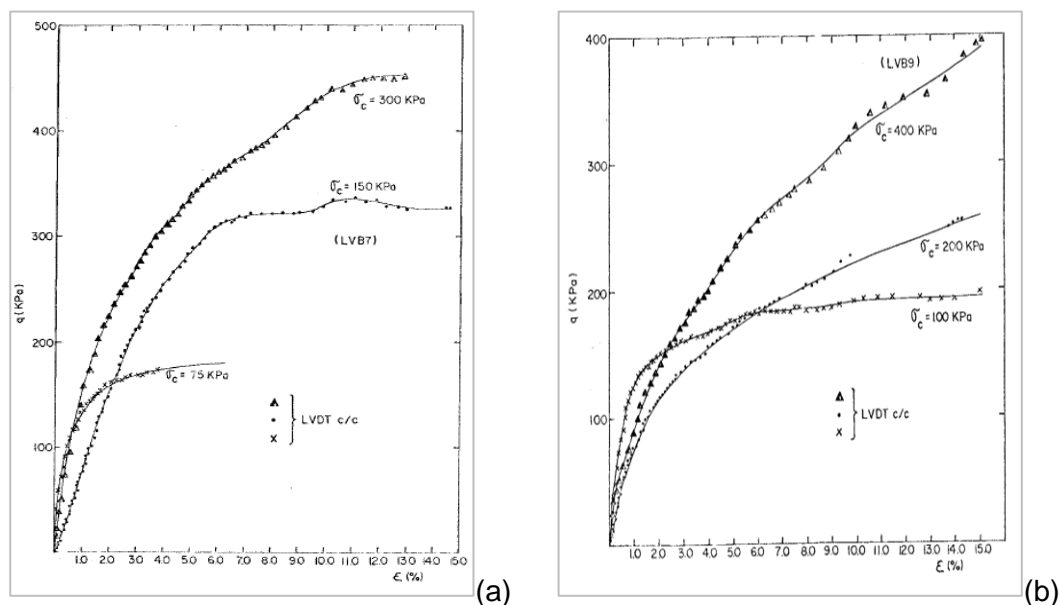


Figura 23 - Curvas tensão x deformação em amostras retiradas a (a) 7,6 e (b) 9,6 m (Marinho, 1986)

Diversos autores estudaram o comportamento de diferentes solos residuais, como arenito, basalto, folhelho, sienito, etc (e.g. Silveira, 2005; Ferreira, 1998; Denardin, 2005; Brant, 2005; Carvalho, 2006; Brenner *et al*, 2012, entre outros).

Silveira (2005) estudou o comportamento de um solo residual de gnaiss por meio de ensaios triaxiais drenados com tensões confinantes efetivas de 30,

60, 120 e 200 kPa, e de um solo residual de arenito Botucatu por meio de ensaios triaxiais com tensões confinantes de 50, 100, 200, 300 e 400 kPa. Conforme pode ser observado, na Figura 24(a), o solo residual de gnaiss apresenta uma ruptura dúctil, sem pico de resistência ao cisalhamento. Para pequenas tensões confinantes (30 kPa) observou-se uma contração seguida de uma estabilização e posterior expansão de pequena magnitude. Para as demais tensões confinantes o comportamento foi de contração. Na Figura 24(b) pode ser observado claramente os pontos de plastificação do arenito de Botucatu (descontinuidade na curva tensão x deformação, segundo Leroueil e Vaughan, 1990), devido à cimentação presente neste tipo de solo, enquanto pouca ou nenhuma cimentação foi verificada no solo residual de gnaiss. Para ambos os solos pode-se observar que, à medida que a tensão confinante efetiva aumenta, a tendência de contração dos corpos de prova aumenta.

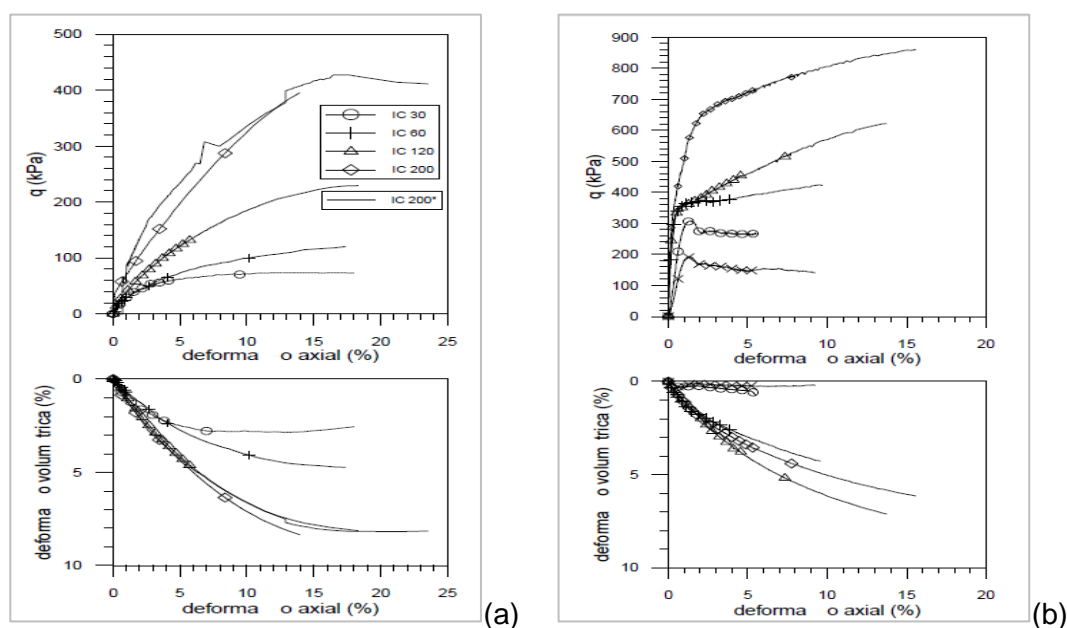


Figura 24 – Curvas tensão x deformação e variação volumétrica – solo residual (a) de gnaiss e (b) de arenito de Botucatu (Silveira, 2005)

Ferreira (1998) estudou o comportamento mecânico de um solo residual de arenito Botucatu por meio de 7 ensaios triaxiais saturados drenados. A Figura 25 apresenta as curvas tensão x deformação, onde pode-se observar pontos de cedência ou plastificação para todos os ensaios realizados. Observa-se, ainda, que nos ensaios com tensões confinantes baixas (ET10 a ET25) a tensão de cedência é a própria resistência ao cisalhamento de pico. O material se comporta como uma areia densa, devido ao fato de apresentar um pico de tensão desvio

após a plastificação, até mesmo para tensões confinantes altas (cerca de 300 kPa). De acordo com Ferreira (1998), estas observações são consistentes com a literatura de solos estruturados (e.g. Leroueil & Vaughan, 1990). Outro comportamento que pode ser observado é o de que solos estruturados necessitam de deformações maiores do que as obtidas usualmente em ensaios triaxiais para chegar ao estado crítico, demonstrando que o processo de desestruturação necessita de deformações grandes para ser finalizado (Ferreira, 1998).

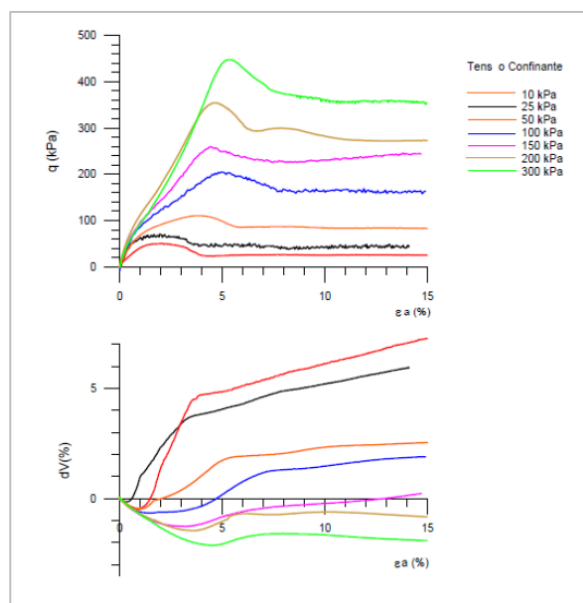


Figura 25 – Curvas tensão x deformação dos ensaios triaxiais realizados (Ferreira, 1998)

Denardin (2005) avaliou a influência da estrutura no comportamento mecânico de um solo residual de basalto, por meio do comportamento tensão-deformação-resistência por meio de ensaios triaxiais CID com amostras indeformadas e CIU com amostras reconstituídas (não apresentados no presente estudo). Os resultados obtidos mostraram que o solo indeformado apresentou um comportamento mais rígido que o solo reconstituído, sustentando índices de vazios maiores para um mesmo valor de tensão. Foi observada uma tensão de plastificação em torno de 350 kPa. O comportamento observado para o solo no estado indeformado é dependente do nível de tensão efetiva de confinamento utilizado em cada ensaio (Figura 26), semelhante ao estabelecido por Leroueil e Vaughan (1990) para um material com estrutura cimentada. Para tensões confinantes mais elevadas foi observada uma queda brusca na curva tensão-

deformação após o pico, associada com a formação de um plano de ruptura polido no corpo de prova (Denardin, 2005).

Nos ensaios com tensões efetivas de 30 e 50 kPa, as curvas de tensão x deformação apresentaram pico de resistência bem definido. A plastificação, devido aos baixos níveis de tensão confinante, ocorre por cisalhamento, e coincidiu o pico da curva tensão-deformação (ruptura). De modo geral, o comportamento do solo é rígido, se tornando frágil com a plastificação. Nos ensaios com as tensões efetivas de 100 e 200 kPa, apesar do solo apresentar uma alta rigidez inicial, a plastificação ocorreu antes que a tensão desviadora máxima fosse atingida, causando descontinuidade na inclinação das curvas antes da ruptura. Nos ensaios com tensões efetivas de 300 e 400 kPa foi observada uma redução na rigidez inicial nas curvas tensão x deformação. Estas tensões estão próximas da tensão de plastificação obtida no adensamento isotrópico (350 kPa) e, assim como observado nos resultados de Futai *et al.* (2004), nota-se uma mudança significativa de comportamento. Nos ensaios com as maiores tensões confinantes, embora a plastificação da estrutura do solo tenha ocorrido durante a fase de adensamento isotrópico, a rigidez inicial apresentada nas curvas tensão-deformação indica, devido aos elevados valores de tensões confinantes, uma densidade maior do solo devido ao rearranjo e quebra de partículas (Denardin, 2005).

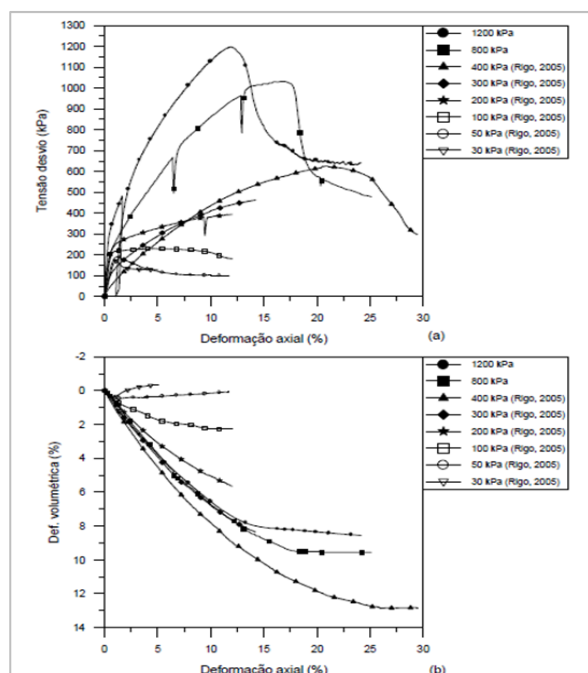


Figura 26 – Resultados de ensaios CID em amostras indeformadas de um solo residual de basalto (Denardin, 2005)

3 Estados Críticos

Devido à história de tensões, os solos podem atingir diferentes estados, isto é, podem ter diferentes tensões e volumes específicos iniciais sendo, portanto, quando solicitado até a ruptura, difícil prever o seu comportamento, em relação à sua rigidez e resistência.

Critérios de ruptura são formulações que procuram refletir as condições em que ocorre a ruptura dos materiais. Existem critérios que estabelecem máximas tensões (de compressão, de tração ou de cisalhamento), critérios que se referem às máximas deformações, e critérios que consideram a energia de deformação. Um critério é satisfatório na medida em que reflete o comportamento do material em consideração (Sousa Pinto, 2000).

Para se obter as envoltórias de resistência e, conseqüentemente, os parâmetros de resistência ao cisalhamento, c' e ϕ' , deve-se definir o critério de ruptura que será utilizado. Os critérios de ruptura convencionais, ilustrados na Figura 27, são:

- Tensão desviadora de pico (1);
- Máxima razão das tensões principais (2);
- Deformação limite (3);
- Estado crítico (4);
- Estado residual (5).

O critério de ruptura mais tradicional é o de máxima tensão desviadora, ou pico da curva tensão x deformação. Porém, nem sempre é evidente a presença do pico na curva tensão x deformação, sendo necessária a utilização de outro critério de ruptura. O critério da máxima razão entre as tensões efetivas principais é bastante utilizado para solos onde a tensão desviadora continua a aumentar com o aumento das deformações. O critério da deformação limite pode ser utilizado para solos onde grandes deformações são necessárias para mobilizar a resistência cisalhante. O critério do estado residual é utilizado quando a resistência ao cisalhamento atinge um valor constante, que representa a condição residual, normalmente associada à grandes deslocamentos impostos ao corpo de prova. E por fim, o critério do estado crítico, associado à tendência de

estabilização do excesso de poropressão (ensaios CIU) ou da deformação volumétrica (ensaios CID), ou da razão entre as tensões efetivas principais, no caso dos ensaios que possuem um comportamento de ganho de resistência.

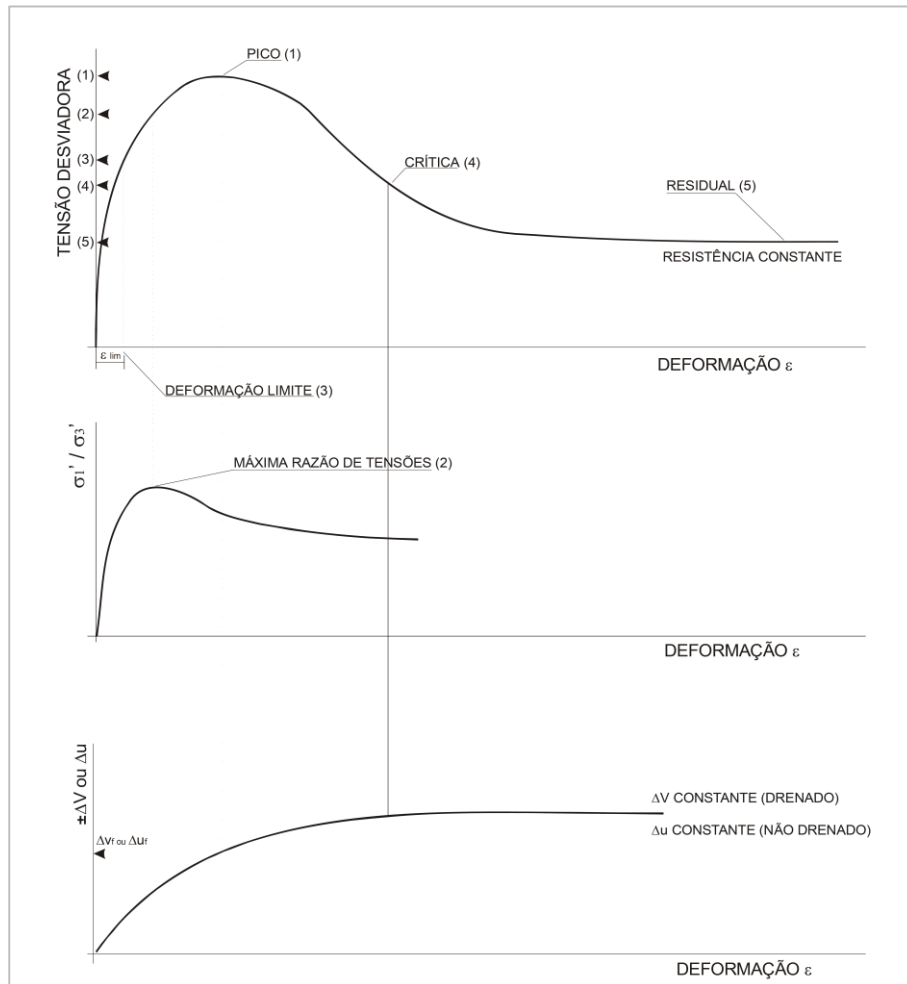


Figura 27 - Critérios de ruptura (Boszczowski, 2008)

O critério do estado crítico corresponde à deformação do solo sem variação de estado, ou seja, com tensão cisalhante constante, tensão normal efetiva constante e volume constante (Atkinson, 1993).

Segundo Maranha das Neves (2013), pode-se admitir a ocorrência de um estado crítico, quando o solo é submetido a uma distorção, provocando um comportamento semelhante ao de um fluido viscoso. Nesta condição, é possível conhecer o estado inicial e final do solo, assim como a forma que ocorre a variação entre ambos.

3.1.Elastoplasticidade

Quando ocorrem mudanças de tensão no interior de uma superfície de escoamento de determinado solo, a resposta é um comportamento elástico. Quando ocorrem alterações de tensões sobre a superfície de escoamento, a resposta é uma combinação de comportamento elástico e plástico (Wood, 1990).

Um material apresenta um comportamento elástico até o ponto de cedência (A), um comportamento plástico em seu estado último (BC), e um comportamento elastoplástico (deformação elásticas e plásticas) entre a primeira cedência (A) e o início da ruptura (B), conforme apresentado na Figura 28.

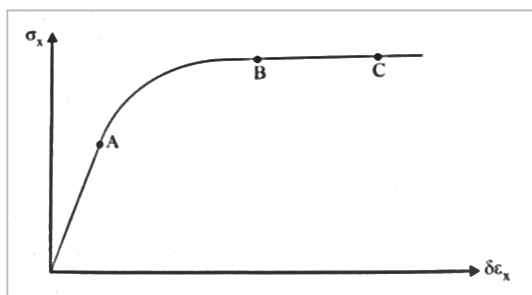


Figura 28 - Comportamento tensão - deformação de um solo

A Figura 29 apresenta um comportamento idealizado para a compressão isotrópica de argila. Se a amostra for descarregada até o ponto D e recarregada até o ponto B, então carregada até C e, posteriormente, descarregada até E, pode-se dizer que, ao longo das retas D-B e C-E, o solo sofreu apenas deformações elásticas. Entretanto, entre os pontos D e E ocorreram deformações volumétricas plásticas, que podem ser obtidas comparando-se os valores de volume específico nos pontos D e E (possuem o mesmo valor p'), dessa forma a deformação volumétrica plástica, corresponde a:

$$\delta \varepsilon_v^p = \frac{v_D - v_E}{v_D} \quad (3-1)$$

Sendo ε a deformação volumétrica plástica, v_D o volume específico no ponto D e v_E o volume específico no ponto E.

Na Figura 29 são apresentadas duas linhas de expansão, logo há duas superfícies elásticas (*elastic walls* - onde se desenvolvem as deformações elásticas) e, também, duas superfícies de plastificação associadas. A deformação volumétrica plástica ($\delta \varepsilon_v^p$) corresponde à deformação que uma amostra sofrerá ao 'passar' de um lugar qualquer da superfície elástica representada pela linha D-B, até um lugar qualquer da superfície elástica representada pela linha C-E. A

superfície elástica representada pela reta C-E é maior do que o representado pela reta D-B, de forma que a deformação plástica em questão gera uma expansão na superfície de plastificação. A Figura 30 apresenta famílias de curvas de plastificação.

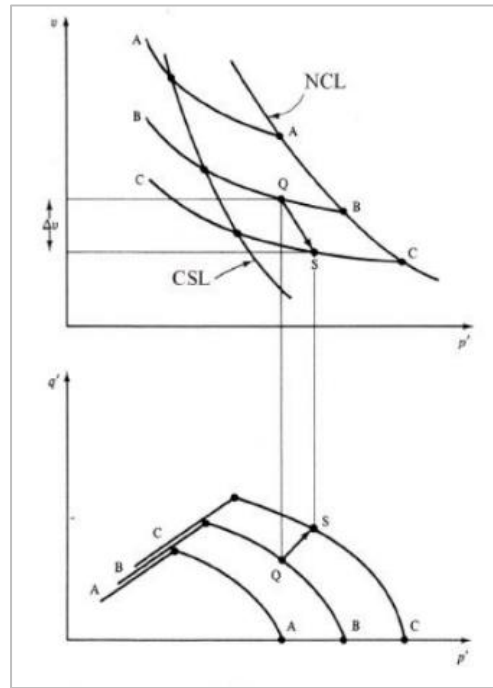
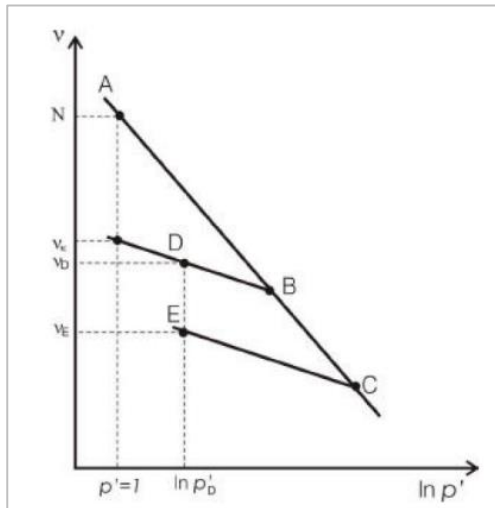


Figura 29 – Comportamento idealizado para a compressão isotrópica de argila (adaptado de Atkinson e Bransby, 1978)

Figura 30 – Famílias de curvas de plastificação (Atkinson e Bransby, 1978)

Se o caminho de tensão, aplicada ao solo, atinge a curva de plastificação, grandes deformações passam a se desenvolver, pois o solo sofre uma desestruturação progressiva (Leroueil & Vaughan, 1990; Leroueil & Hight, 2003). Leroueil e Vaughan (1990) definem três regiões no espaço $s' \times t$ que representam a plastificação da estrutura: região I, plastificação por cisalhamento; região II, por compressão e; região III, por expansão (Figura 31).

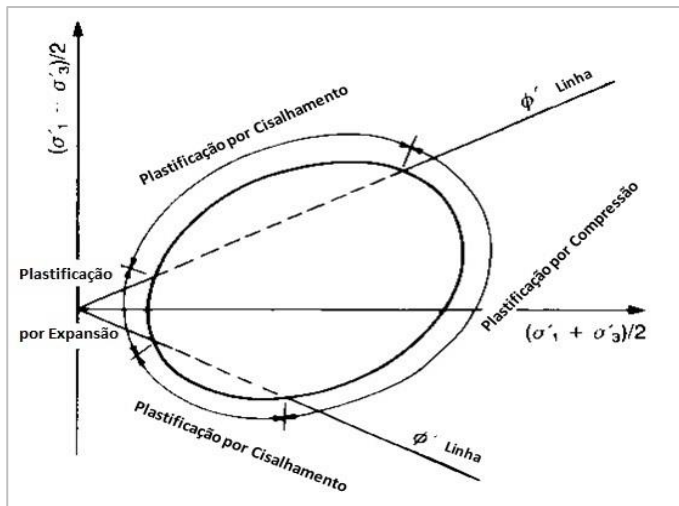


Figura 31 – Diferentes tipos de plastificação da estrutura (adaptado de Leroueil e Vaughan, 1990)

3.2. Compressão e Expansão

O comportamento geral do solo durante um carregamento isotrópico de compressão e expansão é apresentado na Figura 32. Pode-se observar um solo onde os grãos estão em estado fofo (soltos), inicialmente em p'_0 (ponto O), comprimidos até o ponto A, descarregados até B, e recomprimidos de C (ponto de escoamento) para D, onde os grãos estão em estado mais denso.

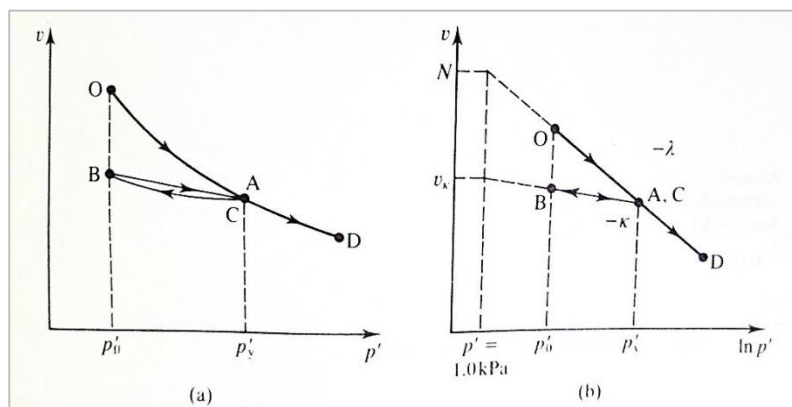


Figura 32 – Compressão isotrópica e expansão (Atkinson, 1993)

A compressão do solo é, inicialmente, devida ao rearranjo dos grãos, de modo que a rigidez irá aumentar de estados fofos (onde há muitos vazios para os grãos se moverem) para estados densos (onde não existe muita oportunidade dos grãos se rearranjarem).

A linha correspondente ao primeiro carregamento (OACD) é chamada de linha de compressão normal (NCL – normal consolidation line), ou linha de compressão virgem, e dada pela equação

$$v = N - \lambda \ln p' \quad (3-2)$$

Onde λ é o gradiente e N o valor de v (volume específico) para a tensão efetiva média $p' = 1,0 \text{ kPa}$. A linha ABC é conhecida como linha de expansão e é dada pela equação

$$v = v_k - \kappa \ln p' \quad (3-3)$$

Onde κ é o gradiente e v_k o valor de v para $p' = 1,0 \text{ kPa}$. A linha de expansão encontra a linha de compressão normal no ponto C, que corresponde a um ponto de escoamento, e a tensão de escoamento é p'_y .

Os parâmetros λ , κ e N são constantes do solo. O solo pode ser descarregado a partir de qualquer ponto da linha de compressão normal, de forma que terá diferentes linhas de expansão, tendo cada uma um valor de v_k , assim como um valor de p'_y , correspondente.

3.3.Solo Normalmente Adensado e Sobreadensado

O comportamento de um solo sobreadensado é apresentado na Figura 33. Durante o primeiro carregamento, o estado do solo corresponde a linha OACD, durante o descarregamento ou recarregamento, a linha de expansão e recompressão corresponde à linha ABC, caracterizada por v_k ou p'_y . Durante o descarregamento, o estado do solo pode alcançar qualquer ponto abaixo e à esquerda da linha de compressão normal, porém não pode se encontrar acima ou a direita da mesma. Sendo, portanto, a linha de compressão normal uma superfície de contorno de todos os estados possíveis para compressão isotrópica.

Para qualquer estado no interior da superfície de contorno o solo é denominado de sobreadensado e a razão de sobreadensamento (OCR) é dada por:

$$R_p = \frac{p'_y}{p'_0} \quad (3-4)$$

Onde R_p é a razão de sobreadensamento, p'_0 é a tensão atual, presente, e p'_y a tensão de pré-adensamento, o ponto de escoamento, correspondente a intersecção da linha de expansão até B com a linha de compressão normal.

O estado dos solos normalmente adensados encontra-se sobre a linha de compressão normal, e $R_p = 1,0$.

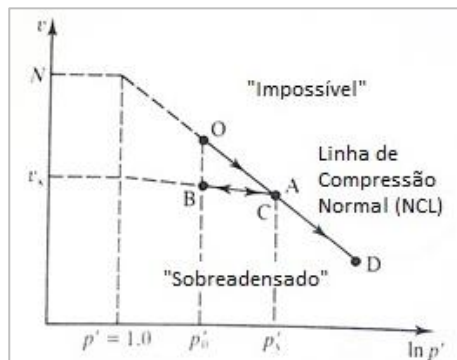


Figura 33 – Sobreadensamento (Atkinson, 1993)

Quanto maior a taxa de sobreadensamento, maior a deformação exigida para alcançar o estado crítico. No caso da argila, zonas estreitas adjacentes aos planos de ruptura se tornam mais fracas e o corpo-de-prova como um todo não atinge o estado crítico (Craig, 2013).

Apesar do volume permanecer constante, a deformação de um corpo-de-prova, em um ensaio triaxial adensado não-drenado, se tornaria não-uniforme, em deformações elevadas, sendo improvável que o corpo-de-prova, como um todo, alcance o estado crítico. Entretanto, em um ensaio drenado, corpos-de-prova fortemente sobreadensados, depois de diminuir inicialmente, aumentam de volume (e , portanto, amolecem) antes e depois da ruptura.

Durante um ensaio drenado, um corpo-de-prova levemente sobreadensado diminui de volume e endurece; portanto, não ocorre decréscimo algum das tensões depois da ruptura. Em consequência, a deformação do corpo-de-prova é relativamente uniforme, e é provável que a linha do estado crítico seja alcançada.

3.4.Estados do solo no lado úmido e seco da linha crítica

As argilas podem ser normalmente adensadas ou, dependendo de quão distante se encontram da linha de consolidação normal, levemente ou fortemente sobreadensadas, e existe uma razão de sobreadensamento crítica, apresentada na Figura 34(a), que distingue as levemente das fortemente sobreadensadas. Esta linha crítica corresponde ao estado onde o solo rompe durante o cisalhamento. O valor da razão de sobreadensamento depende, principalmente, da natureza do

solo, sendo que a maioria dos solos serão levemente sobreadensados para $R_p < 2$ e fortemente sobreadensados para $R_p > 3$.

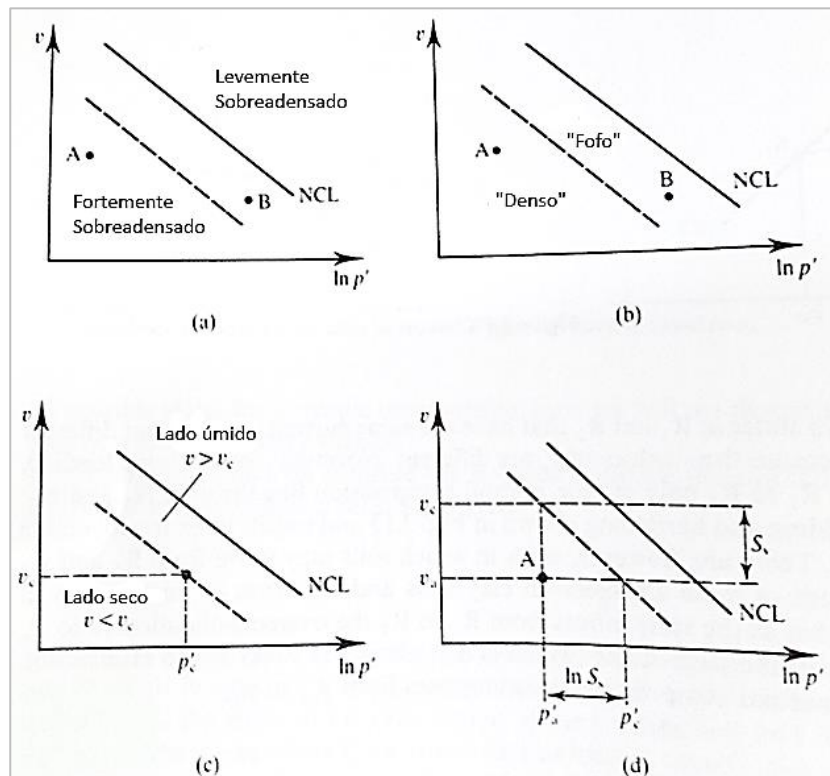


Figura 34 – Estados do solo no lado úmido e seco da linha crítica (Atkinson, 1993)

As areias e pedregulhos podem ser 'fofos' ou 'densos', dependendo da posição de estado, definido em função de uma combinação de volume específico e tensão, em relação à linha de consolidação crítica. Na Figura 34(b) o estado no ponto A é denso enquanto o estado no ponto B é fofo, apesar do volume específico em B ser menor do que em A, isto porque, a tensão em B é consideravelmente maior do que a tensão em A. Da mesma forma, na Figura 34(a) o estado em A é fortemente sobreadensado enquanto o estado em B é levemente sobreadensado, apesar do volume específico em B ser menor do que em A.

As regiões onde as argilas são normalmente adensadas ou levemente sobreadensadas e as areias são fofas, são denominadas de lado úmido da linha crítica, conforme Figura 34(c). As regiões onde as argilas são fortemente adensadas e as areias são densas, são denominadas de lado seco da linha crítica. Existem diferenças fundamentais no comportamento do solo quando eles são

submetidos ao cisalhamento partindo de estados iniciais no lado úmido ou seco da linha crítica.

A denominação de lado úmido ou seco em relação à linha crítica não corresponde ao fato do solo ser saturado ou não saturado, e sim ao fato de que, para uma dada tensão p'_c , conforme apresentado na Figura 34(c), o volume específico (ou teor de umidade) no lado úmido é maior do que o volume específico crítico v_c (ou seja, o solo é mais úmido do que no estado crítico), enquanto o volume específico (ou teor de umidade) no lado seco é menor do que o volume específico crítico v_c (ou seja, o solo é mais seco do que no estado crítico).

A distância entre o estado inicial e a linha crítica é uma medida de estado do solo que inclui tanto a tensão atual como o volume atual. A distância pode ser descrita tanto em termos do parâmetro de estado de tensão S_s como pelo parâmetro de estado de volume S_v . Para o estado, representado pelo ponto A, na Figura 34(d), estes parâmetros são dados por

$$S_s = p'_a/p'_c \quad \text{ou} \quad \ln S_s = \ln p'_a - \ln p'_c \quad (3-5)$$

$$S_v = v_a - v_c \quad (3-6)$$

Sendo p'_a a tensão no ponto A e v_a o volume específico em A.

Considerando-se que a linha de compressão normal e a linha crítica possuem o mesmo gradiente (λ), os parâmetros de estados são relacionados por $S_v = \lambda \ln S_s$, de forma que ambos podem ser usados para descrever o estado inicial do solo. Se o estado inicial do solo está sobre a linha crítica, $S_v = \ln S_s = 0$, se o estado está do lado seco, S_v e $\ln S_s$ são negativos, e se o estado está no lado úmido, S_v e $\ln S_s$ são positivos.

Ressalta-se que o parâmetro de estado de tensão S_s é similar ao recíproco da razão de sobreadensamento R_p , porém relaciona o estado atual com a linha crítica e não com a linha de compressão normal.

A principal distinção entre solos que sofrem compressão ou expansão, durante o cisalhamento drenado, ou que a poropressão aumenta ou diminui, durante o cisalhamento não drenado, está relacionada ao estado inicial do solo, se o mesmo se encontra no lado úmido ou seco da linha de estado crítico. Os solos que inicialmente se encontram no lado úmido, sofrem compressão durante o cisalhamento drenado ou a poropressão aumenta durante o cisalhamento não drenado, enquanto os solos no lado seco expandem no cisalhamento drenado, e a poropressão diminui no cisalhamento não drenado.

3.5. Comportamento do solo em ensaios de cisalhamento

A ruptura dos solos normalmente não é brusca, de modo a originar uma perda completa de resistência, pelo contrário, na maioria dos solos ocorrem grandes deformações plásticas e sem perda completa de resistência. A estrutura do solo em processo de ruptura pode, frequentemente, ser estabilizada, retirando-lhe a carga (Maranha das Neves, 2013).

De forma a descrever as características básicas de resistência dos solos, podemos considerar o ensaio de cisalhamento direto, drenado, com tensão normal constante, conforme a Figura 35.

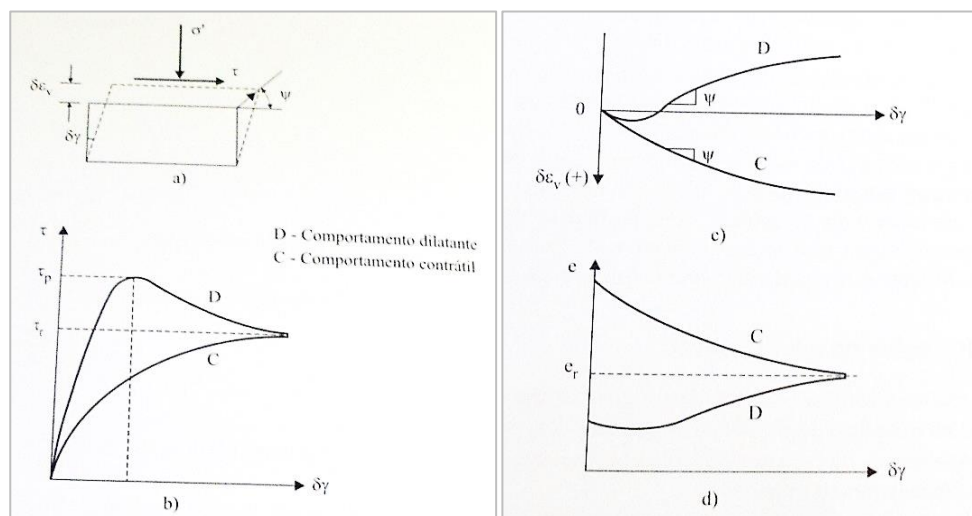


Figura 35 - Comportamento típico de solos submetidos a ensaio de cisalhamento direto: (a) esquema do ensaio; (b) tensão de cisalhamento em função da variação de distorção; (c) variação de deformação volumétrica em função da variação de distorção; (d) índice de vazios em função da variação de distorção (Maranha das Neves, 2013)

Pode-se observar na Figura 35(b) comportamentos característicos nas curvas tensão x deformação para solos contráteis, isto é, situados inicialmente no lado úmido em relação à linha crítica (argilas não adensadas, ou ligeiramente sobreadensadas, e areais fofas), assim como solos dilatantes, ou seja, situados inicialmente no lado seco em relação ao crítico (argilas sobreadensadas e areias densas), considerando ensaios do tipo drenado com tensão normal constante.

Pela Figura 35(c) pode-se observar que os solos inicialmente no lado úmido da linha crítica, solos contráteis, diminuem de volume à medida que aumentam as tensões cisalhantes enquanto que os solos inicialmente no lado seco da linha crítica, solos dilatantes, aumentam de volume. Porém, é importante ressaltar que,

ambos os solos atingem estados últimos, nos quais a tensão cisalhante é constante e não ocorrem deformações volumétricas. Os solos dilatantes, que inicialmente se encontram no lado seco da linha crítica, durante o processo de deformação, apresentam tensões cisalhantes de pico, superiores à tensão que atingem no estado último.

Ao observar a Figura 35(d), onde ambas as amostras estão submetidas à mesma tensão efetiva normal, pode-se verificar que o índice de vazios inicial do solo da amostra no lado úmido da linha crítica (contrátil) é maior do que o da amostra do lado seco (dilatante), porém ambos os solos possuem o mesmo índice de vazios final ao atingir o estado último. Isto porque as variações de volume no solo são principalmente devido ao rearranjo dos grãos, sendo que os solos do lado úmido se contraem e os solos do lado seco se dilatam.

Conforme pode ser observado na Figura 36, o solo não adensado ou fofo, representado pelo estado C (contrátil), possui as partículas afastadas entre si, de modo que, quando submetidas a tensão cisalhante, movem-se para preencher os espaços vizinhos vazios. No estado sobreadensado, ou denso (D – dilatante), as partículas afastam-se entre si durante o cisalhamento. Este comportamento caracteriza a interdependência da tensão efetiva e da variação volumétrica nos solos.

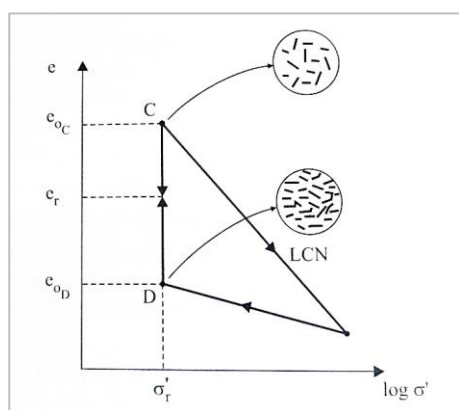


Figura 36 – Variações de volume durante a aplicação de uma tensão cisalhante com tensão efetiva normal constante (Maranha das Neves, 2013)

3.6. Estados de pico, último e residual

A tensão referida como resistência de pico corresponde aos solos cujo estado inicial se situa no lado seco da linha crítica (argilas sobreadensadas ou areia densa). A resistência de pico é atingida antes do estado último do solo,

conforme pode ser visto na Figura 35, e, geralmente, para deformações da ordem de 1%. O estado último corresponde a deformações superiores a 10%.

O estado de pico corresponde ao ponto de valor máximo de dilatância. Os solos situados, inicialmente, no lado úmido da linha crítica (contráteis), não apresentam resistência de pico.

A Figura 37 apresenta o comportamento de uma areia densa e de uma argila plástica sobreadensada, para grandes deslocamentos. Deve-se ressaltar que a argila apresenta uma resistência residual que, para grandes deslocamentos, pode desenvolver planos de deslizamentos (Skempton, 1985).

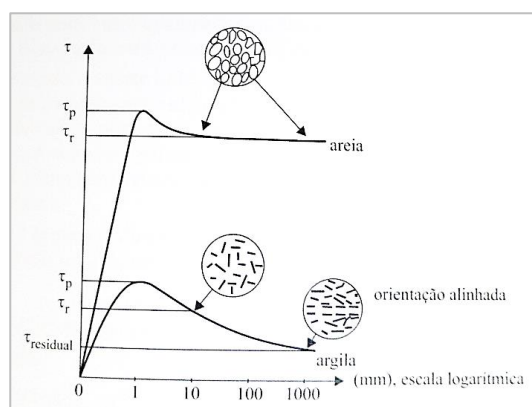


Figura 37 – Resistência residual das argilas para grandes deslocamentos (Maranha das Neves, 2013)

No estado último, verificado para deslocamentos em torno de 10 mm, correspondentes às deformações da ordem de 10%, os movimentos das partículas são essencialmente turbulentos, envolvendo movimentos relativos a rotações, tanto das partículas de areia como da argila (Maranha das Neves, 2013).

Para deslocamentos maiores, verifica-se, para as argilas, que as deformações se concentram em planos onde o processo de cisalhamento é intenso, ocorrendo uma alteração significativa na estrutura do solo junto à superfície de deslizamento e, conseqüentemente, a resistência ao cisalhamento da argila diminui.

A menor resistência ao cisalhamento, para grandes deslocamentos, é denominada de resistência residual. Esta resistência se associa ao escoamento laminar de partículas de argila que se orientam paralelamente ao plano de ruptura. A resistência residual pode ser equivalente a 50% da resistência última.

No caso dos solos de partículas arredondadas (areias) não se pode verificar um escoamento laminar, sendo o estado residual igual ao estado último.

3.7. Estado crítico

O estado crítico do solo é alcançado quando o solo se deforma sem mudança de estado (σ' , τ e e , no ensaio de cisalhamento direto, e p' , q e v , no ensaio triaxial) e com um escoamento de natureza turbulenta. Ou seja, se houver qualquer variação das tensões ou poropressão ou, ainda, qualquer alteração volumétrica, os estados medidos no ensaio não são estados críticos

O conceito de estado crítico, dado por Roscoe *et al.* (1958), representa uma idealização dos padrões de comportamento de argilas saturadas observadas em ensaios de compressão triaxial. O conceito relaciona as tensões efetivas com o volume específico correspondente ($v = 1 + e$) de uma argila durante o cisalhamento sob condições drenadas ou não-drenadas, unificando dessa forma as características de resistência ao cisalhamento e à deformação. Foi demonstrado que existe uma superfície característica que limita todos os estados possíveis da argila e que todos os caminhos de tensões específicas alcançam ou se aproximam de uma linha nessa superfície que define o estado no qual ocorre o escoamento a um volume constante sob tensão efetiva constante.

A Figura 38 apresenta a relação entre a tensão cisalhante, a tensão normal e o índice de vazios, nos estados críticos para o ensaio de cisalhamento direto.

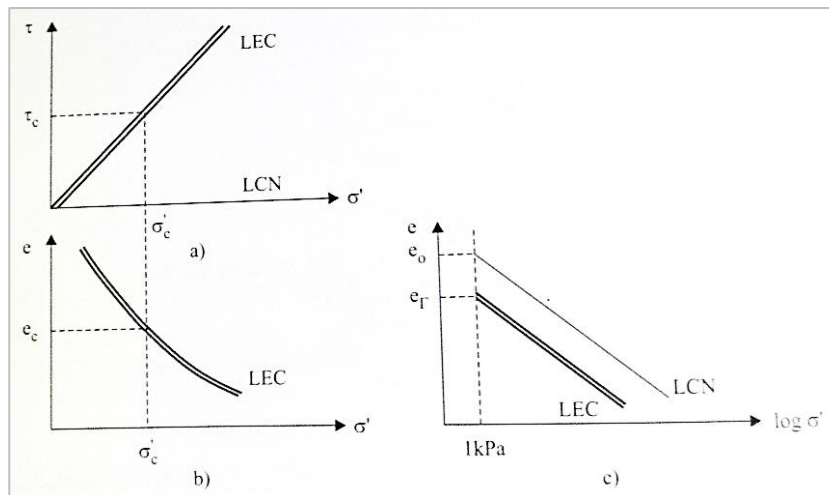


Figura 38 – Representação da linha dos estados críticos (LEC): (a) no plano (σ' , τ); (b) no plano (σ' , e); (c) no plano ($\log \sigma'$, e) (Maranha das Neves, 2013)

Pela Figura 38, pode-se observar que, no estado crítico, há uma relação única entre σ' , τ , e e . A linha de estados críticos (LEC) é definida pelas equações:

$$\tau_c = \sigma'_c \tan \varphi'_c \quad (3-7)$$

$$e_c = e_\Gamma - C_c \log \sigma'_c \quad (3-8)$$

Sendo que o índice c indica tensões e índices de vazios em ruptura última, ou seja, no estado crítico. Conforme observado na Figura 38(c), a linha de compressão normal (LCN) e a linha de estados críticos (LEC) são paralelas e têm o mesmo gradiente. O parâmetro e_Γ define a posição da LEC, do mesmo modo que o parâmetro e_0 define a posição da LCN. O parâmetro C_c é o coeficiente de compressibilidade.

A equação (3-7) corresponde ao critério de Mohr-Coulomb para a ruptura, quando não há coesão efetiva, sendo ϕ'_c o ângulo de resistência ao cisalhamento crítico.

Durante o processo de cisalhamento, todos os solos acabam por atingir o estado crítico, desde que o escoamento se mantenha turbulento, e os estados críticos são independentes dos estados iniciais. Dessa forma, os valores últimos e críticos das tensões cisalhantes, serão os mesmos para os solos inicialmente do lado seco ou úmido, visto que foram submetidos à mesma tensão normal, e os índices de vazios nos estados críticos são iguais.

Vale ressaltar que, ao atingir o estado crítico, o solo continua a distorcer, a sofrer deformações cisalhantes, sem qualquer variação da tensão cisalhante, da tensão normal e de volume, ou seja, sofre distorção sem variar de estado.

Nos ensaios de cisalhamento em compressão triaxial é possível medir e controlar a poropressão e a variação de volume, durante o mesmo, de forma independente. Da mesma forma que para os ensaios de cisalhamento direto, nos ensaios triaxiais os solos atingem estados críticos, nos quais continuam a sofrer distorções, num estado constante, ou seja, com volume e tensões efetivas constantes. A Figura 39 apresenta a linha dos estados críticos obtida a partir de ensaios triaxiais drenados e não drenados, de forma semelhante à obtida pelo cisalhamento direto.

A linha de estados críticos (LEC) é definida, de forma semelhante ao cisalhamento direto, pelas equações:

$$q_c = M p'_c \quad (3-9)$$

$$v_c = \Gamma - \lambda \ln p'_c \quad (3-10)$$

Sendo o índice c correspondente a ruptura última nos estados críticos. O símbolo M é equivalente ao ϕ'_c , e λ representa os gradientes da LEC e da NCL. O parâmetro λ tem o mesmo valor para os ensaios de cisalhamento triaxial de compressão ou de extensão, mas os parâmetros M e Γ podem ter valores

diferentes. Os parâmetros λ , M e Γ são constantes para um dado solo, pois correspondem a propriedades intrínsecas do material.

A linha de estado crítico define todos os estados possíveis da ruptura definitiva, isto é, de deformação permanente, a um volume constante e sob tensões constantes.

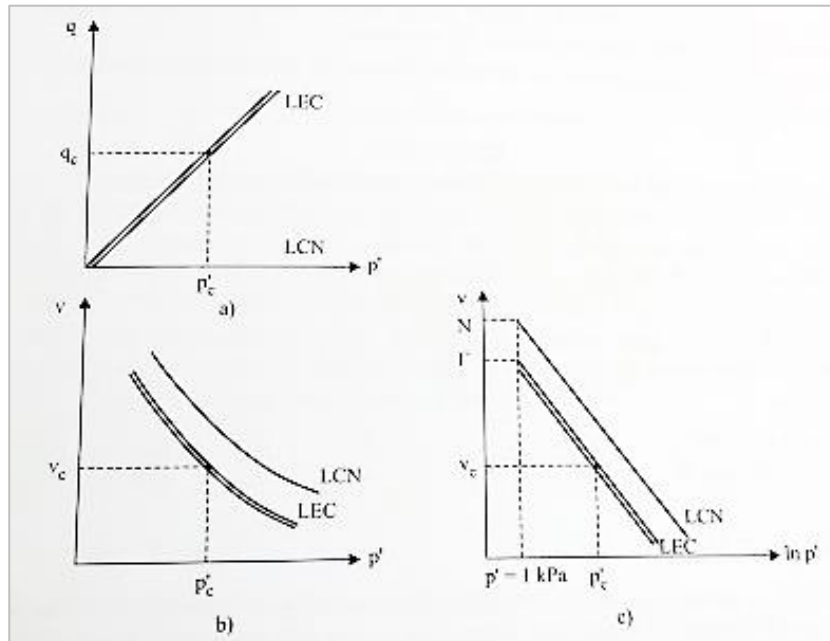


Figura 39 – Linha dos estados críticos (LEC) obtida a partir dos ensaios triaxiais: (a) no plano (p', q) ; (b) no plano (p', v) ; (c) no plano $(\ln p', v)$ (Maranha das Neves, 2013)

No caso de argilas normalmente adensadas, os caminhos de tensões, tanto para ensaios drenados, como para não-drenados, situam-se totalmente sobre a superfície limite de estado, e a ruptura é atingida em um ponto da linha de estado crítico, o estado da argila permanece mais úmido que o crítico. No caso de argilas sobreadensadas, os caminhos de tensões antes da ruptura, tanto para ensaios drenados quanto para não-drenados, situam-se dentro da superfície limite de estado.

Deve-se fazer uma distinção entre argilas fortemente adensadas e argilas levemente adensadas. As argilas fortemente adensadas atingem a ruptura em um ponto da superfície limite de estado no lado seco da linha de estado crítico; posteriormente, o caminho de tensões se move ao longo da superfície limite de estado, mas é improvável que alcance a linha de estado crítico. As argilas

levemente sobreadensadas permanecem em estado mais úmido do que o crítico e atingem a ruptura sobre a linha de estado crítico.

As características das areias, tanto densas como fofas, durante o cisalhamento, sob condições drenadas, são muito similares às das argilas sobreadensadas, com a ruptura ocorrendo na superfície limite de estado no lado seco da linha de estado crítico.

3.7.1. Linha do Estado Crítico e a Superfície de Roscoe

A Figura 40 apresenta o comportamento de argilas normalmente adensadas durante ensaios triaxiais não drenados e drenados. Pode-se observar que, no plano $q:p'$, as tensões cisalhantes sobem até que seja encontrada a envoltória de ruptura a grandes deformações, correspondente à Linha de Estado Crítico. Nos caminhos de tensões efetivas no plano $v:p'$ pode-se observar que os pontos finais dos ensaios (correspondentes ao estado crítico) geram uma projeção da Linha de Estado Crítico de formato similar à Linha de Compressão Normal (NCL).

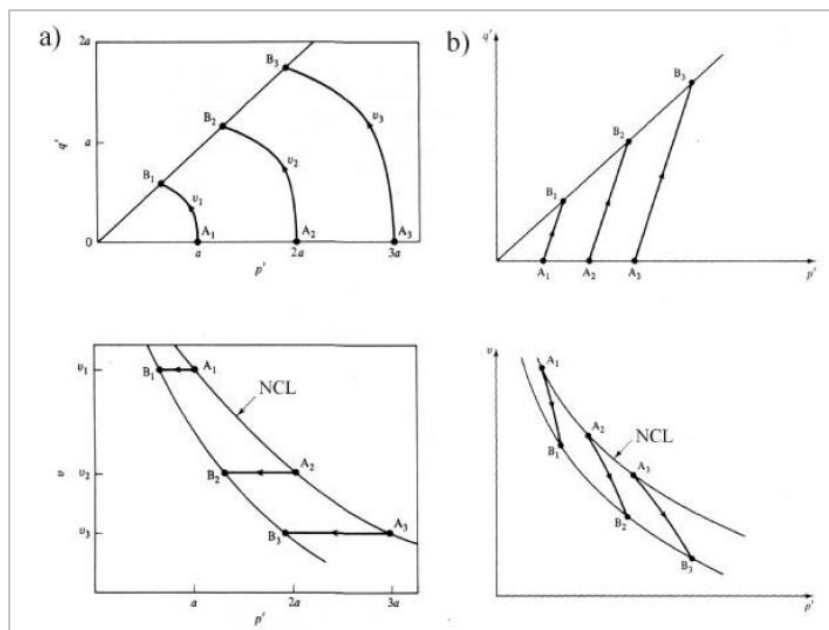


Figura 40 – Caminhos de tensões efetivas em argilas normalmente adensadas: a) não drenados e B) drenada (adaptado de Atkinson e Bransby, 1978)

A Figura 41 apresenta uma visão tridimensional do espaço $q:p':v$.

Para um ensaio triaxial convencional, onde $\sigma'_a = \sigma'_1$ e $\sigma'_r = \sigma'_2 = \sigma'_3$, considerando que o material seja puramente friccional e que a ruptura ocorra na Linha de Estado Crítico, pode-se relacionar a Linha de Estado Crítico com o critério de ruptura de Mohr-Coulomb pela equação:

$$M_c = \frac{6 \operatorname{sen} \phi'}{3 - \operatorname{sen} \phi'} \quad (3-11)$$

Como, pelo critério de Mohr-Coulomb, o valor de ϕ' é o mesmo para compressão e extensão triaxial, para extensão triaxial esta relação é:

$$M_c = \frac{6 \operatorname{sen} \phi'}{3 + \operatorname{sen} \phi'} \quad (3-12)$$

Na Figura 41 são apresentados quatro caminhos de tensões efetivas não drenados e dois caminhos de tensões efetivas drenados, que juntos formam uma única superfície tridimensional. Pode-se considerar que todas as amostras normalmente consolidadas isotropicamente seguirão esta mesma superfície tridimensional ao serem cisalhadas. Esta superfície é chamada de superfície de Roscoe.

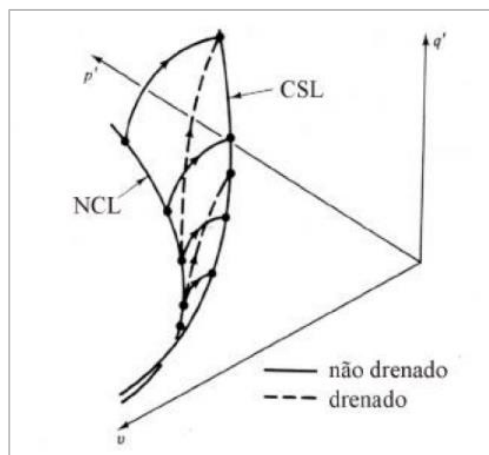


Figura 41 – Famílias de caminhos de tensões efetivas drenadas e não drenadas no espaço $q: p': v$ (adaptado de Atkinson e Bransby, 1978)

Normalizando os caminhos de tensões efetivas por uma tensão efetiva média equivalente, p'_e , pode-se visualizar a superfície de Roscoe como uma única curva em um plano $q/p'_e : p'/p'_e$, conforme Figura 42. A tensão média equivalente (p'_e), para um dado volume específico, é a tensão efetiva média referente a este volume específico na linha de compressão normal. Ou seja, em um ensaio não drenado o valor de p'_e é constante enquanto que em um ensaio drenado o valor de p'_e é calculado para cada variação de volume específico da amostra. O valor de p'_e é dado pela equação:

$$p'_e = \exp \left[\frac{(N-v)}{\lambda} \right] \quad (3-13)$$

A superfície de Roscoe, apresentada na Figura 42, divide a região (isto é, níveis de tensão) possível, para determinado solo, da região impossível para este solo (acima da ruptura).

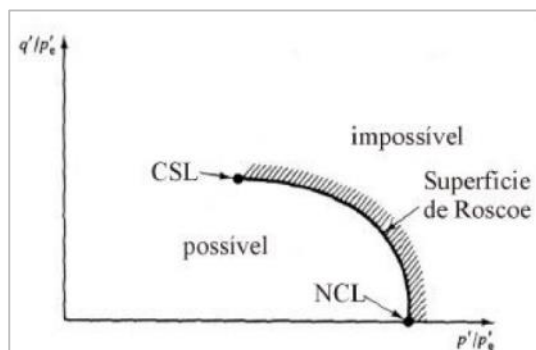


Figura 42 – Superfície de Roscoe (adaptado de Atkinson e Bransby, 1978)

A Figura 43 apresenta resultados de caminhos de tensões obtidos de ensaios drenados e não drenados, assim como os resultados obtidos de ensaios realizados com p' constante. Os valores estão normalizados em termos de p'_e . Nota-se que, independentemente de como o ensaio tenha sido realizado, a trajetória seguida é a mesma em termos de $q/p'_e : p'/p'_e$, reafirmando a superfície de Roscoe.

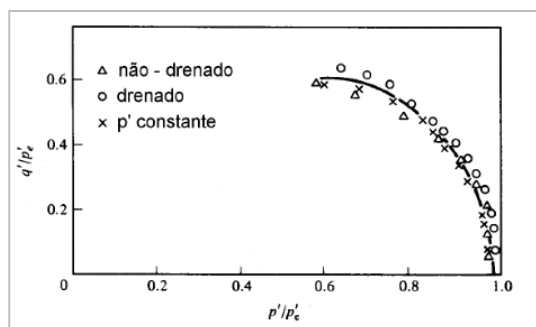


Figura 43 – Resultados de ensaios drenados, não drenados e a p' constante (Atkinson e Bransby, 1978)

A Figura 44 apresenta resultados de ensaios em $q/p'_e : p'/p'_e$ para amostras normalmente adensadas e levemente sobreadensadas. Nota-se que as trajetórias das amostras levemente sobreadensadas partem de um valor de p'/p'_e menor do que a unidade, seguindo de maneira quase vertical até tocar a superfície de Roscoe, acompanhando-a até a linha dos estados críticos.

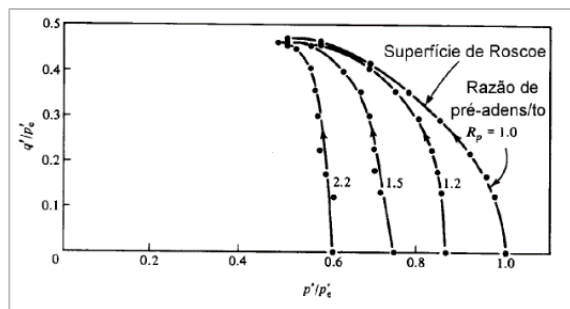


Figura 44 – Resultados de amostras levemente pré-adensadas em eixos normalizados (Atkinson e Bransby, 1978)

Deve-se observar, portanto, que a superfície de Roscoe e a linha de compressão isotrópica podem ser definidas como limitantes dos estados possíveis de serem atingidos pelo solo, sendo a linha de compressão isotrópica correspondente a apenas um ponto da projeção da superfície de Roscoe, obtido em $q/p'_e = 0$ e $p'/p'_e = 1$.

3.7.2. Linha do Estado Crítico e a Superfície de Hvorslev

Quando uma argila sobreadensada é cisalhada, o comportamento tensão-deformação difere de amostras normalmente adensadas e levemente sobreadensadas. Para ensaios triaxiais convencionais, nota-se que, para os solos sobreadensados, a condição de estado crítico não é facilmente atingida. Amostras sobreadensadas atingem pico de resistência ao cisalhamento acima da linha de estado crítico associado à máxima taxa de expansão volumétrica e, para deformações maiores, atingem a linha de estado crítico.

Ao se traçar este comportamento para várias tensões de sobreadensamento, no plano normalizado $q/p'_e : p'/p'_e$, verifica-se que, unindo os pontos referentes ao pico de resistência dos ensaios, obtém-se uma reta, à esquerda da superfície de Roscoe, conforme Figura 45. Esta reta é denominada de superfície de Hvorslev.

A Figura 46 apresenta valores de q e p' na ruptura, em um plano normalizado $q/p'_e : p'/p'_e$, obtidos para amostras pré-adensadas por meio de ensaios triaxiais realizados por Parry (1960), onde é possível observar que os valores de pico, para os ensaios drenados e não drenados, para a amostra sobreadensada, definem uma reta e situam-se à esquerda da superfície de Roscoe. Esta reta é limitada, em seu lado direito, pela interseção do ponto que representa a linha de estados críticos, situado no topo da superfície de Roscoe.

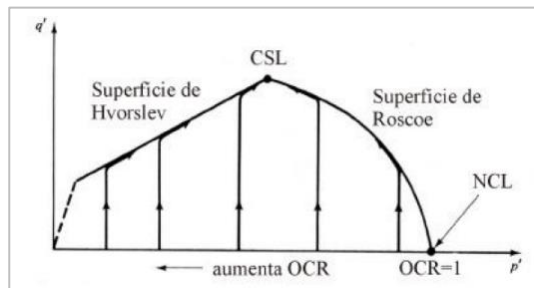


Figura 45 – Caminhos de tensões efetivas não drenadas idealizadas para solos com diferentes tensões de sobreadensamento iniciais (adaptado de Atkinson e Bransby, 1978)

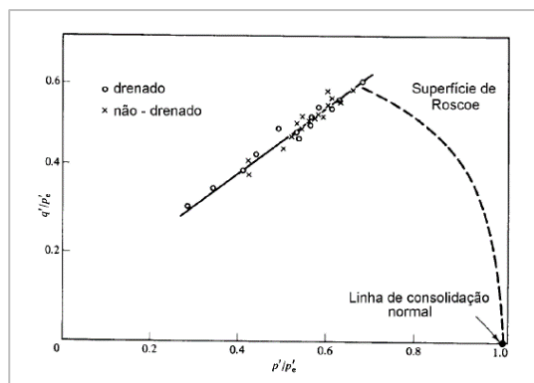


Figura 46 – Valores de q e p' na ruptura, obtidos para amostras sobreadensadas (Atkinson e Bransby, 1978)

Por meio da junção das superfícies de Roscoe e Hvorslev, obtêm-se uma superfície limitante completa de estados possíveis para solos normalmente adensados e sobreadensados. A Figura 47 apresenta a superfície de estado completa, indicando a linha de compressão normal, a linha de estado crítico, e as superfícies de Roscoe e Hvorslev, tanto no plano normalizado $q/p'_e : p'/p'_e$, como no espaço $q : p' : v$.

Nas regiões de descarregamento e recarregamento (dentro da superfície de estado), é sugerido que o solo tenha comportamento elástico, sendo que, quando ultrapassada uma tensão limite (tensão de plastificação), o mesmo passa a desenvolver deformações plásticas. Esta linha, onde se desenvolvem as deformações elásticas (B-H na Figura 48), no espaço $q : p' : v$, forma uma superfície denominada *elastic wall* (superfície elástica - B-H-I-J-G, na Figura 48). A projeção da superfície elástica no plano $q : p'$ (L-M-N na Figura 48) é

denominada de superfície de plastificação ou Curva de Estado Limite. Dentro desta superfície as deformações elásticas podem ser calculadas pela aplicação da lei de Hooke.

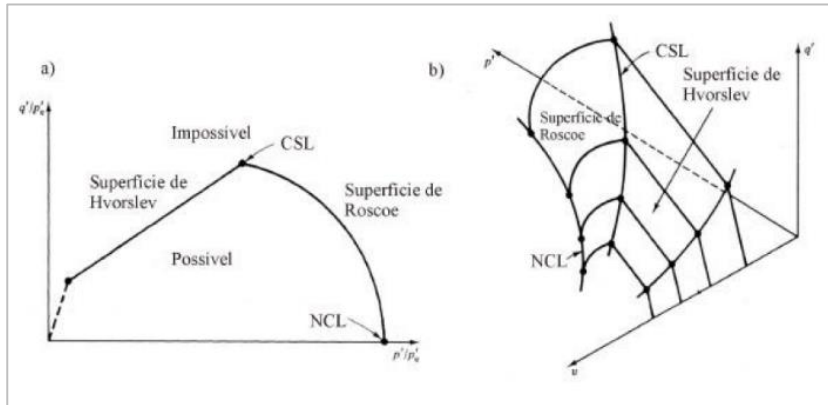


Figura 47 – Superfície de estado completa: a) plano normalizado $q/p'_e : p'/p'_e$ e b) espaço $q : p' : v$ (adaptado de Atkinson e Bransby, 1978)

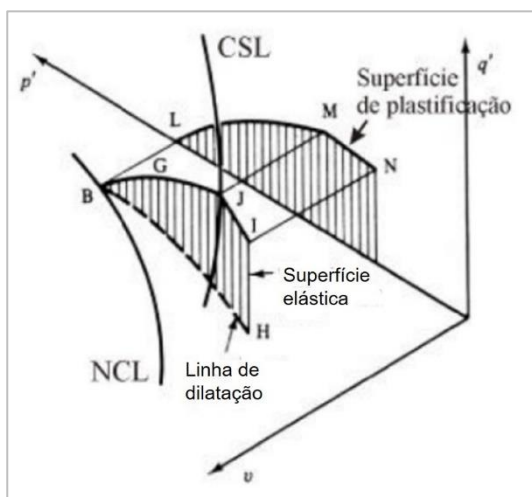


Figura 48 – Superfície elástica e a correspondente superfície de plastificação ou curva de estado limite (adaptado de Atkinson e Bransby, 1978)

3.7.3. Os estados críticos e os ensaios experimentais

Freqüentemente os ensaios são dados por terminados quando atingem deformações da ordem de 20%. Em muitos casos, deformações desta ordem de grandeza não são suficientes para atingir os estados críticos em solos inicialmente no lado úmido, mas são suficientes para provocar planos de deslizamento em solos inicialmente do lado seco.

Ao se instalar um plano de deslizamento em uma amostra, durante um ensaio, as tensões e deformações tornam-se não uniformes e sua medição não é confiável. Porém, é possível determinar os estados críticos em solos normalmente adensados ou sobreadensados considerando com atenção, durante os ensaios, as variações de tensões e de volume, antes de o estado crítico ser atingido. Dessa forma, para medir os estados críticos em solos normalmente adensados, ou ligeiramente sobreadensados, deve-se realizar ensaios com grande rigor até deformações distorcionais muito elevadas, frequentemente superiores a 20%.

Deve-se ressaltar que as linhas dos estados críticos passam sempre pela origem, de modo que a coesão (c') é zero e, no estado crítico, o solo não possui resistência quando a tensão normal efetiva é zero. Os solos cimentados terão coesão, porém as deformações necessárias para atingir o estado crítico são suficientes para quebrar essas fronteiras cimentícias. Quando obtidas a partir de ensaios de laboratório, as linhas dos estados críticos podem ter pequenos desvios, dada a precisão com que os resultados podem ser obtidos, geralmente em torno de ± 2 a 3 kPa. É extremamente difícil medir diretamente a resistência do solo para tensão efetiva nula (Atkinson, 1993).

3.7.4. Resistência não drenada e estados críticos

Durante um carregamento, para solos saturados, devido à alteração do estado de tensão, é difícil quantificar as pressões intersticiais na água, assim como a determinação dos parâmetros de resistência em termos de tensões efetivas. Porém, se for considerado o comportamento não drenado, é possível determinar a resistência ao cisalhamento não drenada (s_u).

Teoricamente, considerando um ensaio de cisalhamento direto, em um solo argiloso saturado, obtêm-se resultados conforme apresentado na Figura 49 (aplicáveis também aos ensaios de compressão triaxial).

Conforme pode ser observado na Figura 49(c), quando o índice de vazios aumenta a resistência diminui. Isto significa que, para um carregamento não drenado, sendo o índice de vazios ou o teor de umidade constantes (visto que, para solos saturados, o índice de vazios se relaciona de modo simples com o teor de umidade pela equação $e = wG_s$), a resistência é independente da tensão normal total, sendo, portanto, denominada de resistência não drenada, e correspondente à resistência ao cisalhamento crítica ($\tau_c = s_u$).

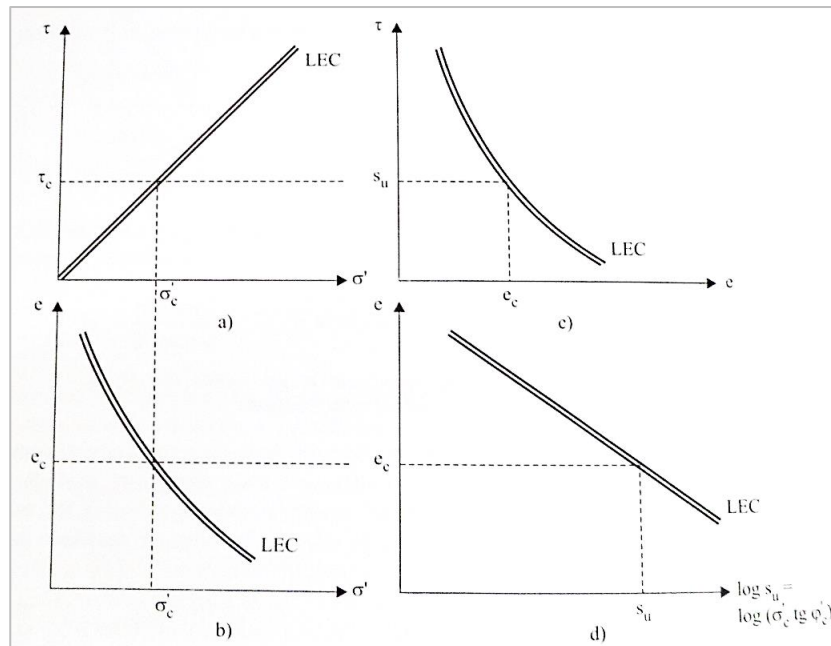


Figura 49 – Resistência não drenada com base em resultados de ensaios de cisalhamento direto: (a) no plano (σ', τ) ; (b) no plano (σ', e) ; (c) no plano (e, τ) ; (d) no plano $(\log s_u, e)$ (Maranha das Neves, 2013)

3.8. Comportamento de solos residuais e os estados críticos

Futai *et al.* (2004) estudaram as condições de estado crítico para solos residuais jovens e maduros de um mesmo perfil. Parâmetros de estado crítico foram determinados, para cada profundidade estudada, utilizando dados de ensaios triaxiais, drenados e não drenados, perto das condições do estado crítico. Não foram observadas tendências claras de variação dos parâmetros do estado crítico (M , Γ ou λ) com a profundidade.

Os dados obtidos para todas as profundidades analisadas são apresentados na Figura 50(a) e a não linearidade da linha de estado crítico no plano de tensões $q : p'$ é observada, particularmente, para os solos menos intemperizados (solo residual jovem). A influência do intemperismo não é tão clara no plano $e : p'$ (Figura 50(b)), porém é mais clara no plano $\Delta e / e_0 : p'$ (Figura 50(c)), onde Δe corresponde à variação do índice de vazios acumulada durante a consolidação e o cisalhamento, e e_0 corresponde ao índice de vazios inicial.

Pela Figura 50(c) é possível estabelecer dois conjuntos de valores para a linha de estado crítico, um para o horizonte maduro e outro para o horizonte jovem. Observa-se, também, uma tendência de convergência para níveis de tensões mais altos.

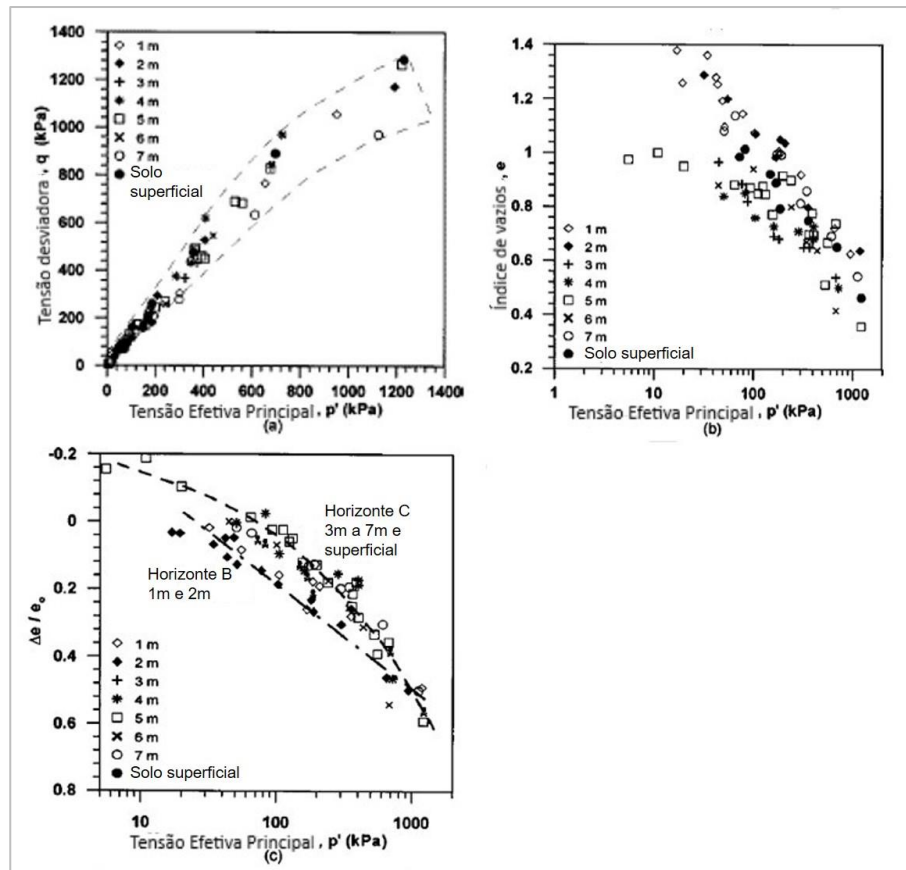


Figura 50 – Condições dos estados críticos: (a) no plano $q : p'$; (b) no plano $e : p'$; e (c) no plano $\Delta e/e_0 : p'$ (Futai *et al.*, 2004)

Silveira (2005) estudou a resistência ao cisalhamento e da deformabilidade de um solo residual de gnaiss com forte anisotropia, devida à estrutura herdada da rocha mãe, por meio de ensaios triaxiais com medição local de deformações, ensaios de compressão isotrópica e ensaios de compressão confinada.

Interpretando os ensaios pelos conceitos da Teoria do Estado Crítico, Silveira (2005) verificou que o solo apresentou uma linha de compressão normal (NCL), obtida por meio dos ensaios de compressão isotrópica com amostras reconstituídas, e, devido ao caráter anisotrópico de resistência ao cisalhamento, verificou uma convergência, aproximada, para uma linha paralela à esta, podendo ser considerada como a linha de estado crítico (Figura 51).

O autor ressalta, ainda, que os ensaios IV (amostra indeformada com orientação do bandamento micáceo vertical) apresentam pouca variação do volume específico na fase de cisalhamento, até ser atingido um ponto onde ocorre uma grande queda do volume específico, porém estes valores finais são questionáveis, devido às grandes distorções sofridas por estes corpos de prova.

Entretanto, estes pontos se encontram praticamente alinhados com os pontos finais dos demais ensaios.

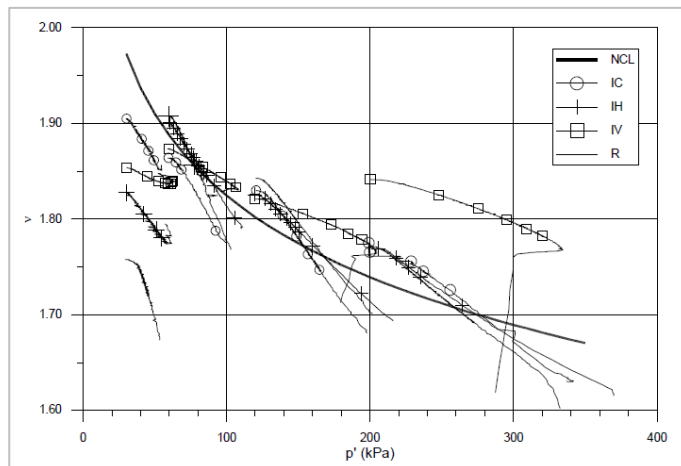


Figura 51 – Linha de Compressão Normal definida por meio de ensaios de compressão isotrópica e de compressão confinada (Silveira, 2005)

Cecílio Junior (2009) estudou um solo residual de gnaiss, contendo uma pequena quantidade de areia fina e uma predominância de grãos micáceos na fração silte, de forma a caracterizar o solo em termos de compressibilidade, permeabilidade, graus de estruturação, relações tensão-deformação e envoltórias de escoamento e de Estado Crítico. A envoltória de Estados Críticos obtida é apresentada na Figura 52.

Pode-se observar, na Figura 52(a), que a ruptura é representada por uma curva de escoamento, para a região onde o comportamento tensão-deformação do solo apresentou uma resistência de pico seguida de amolecimento. Para as regiões onde não se observou uma resistência de pico, a envoltória é representada por uma linha reta. Na Figura 52(b), pode-se notar que, o ensaio de compressão isotrópica alcançou um nível de tensão de 600 kPa, que não foi suficiente para caracterizar a reta de compressão normal isotrópica, de inclinação λ . Dessa forma, foi inferida uma possível extensão do ensaio isotrópico, e foi possível observar um paralelismo com a linha dos Estados Críticos ($\lambda = \lambda_{EC}$). Porém, a inclinação da Linha de Estados Críticos não coincide com a inclinação da reta de compressão normal obtida pelos ensaios edométricos realizados (λ_{edo}).

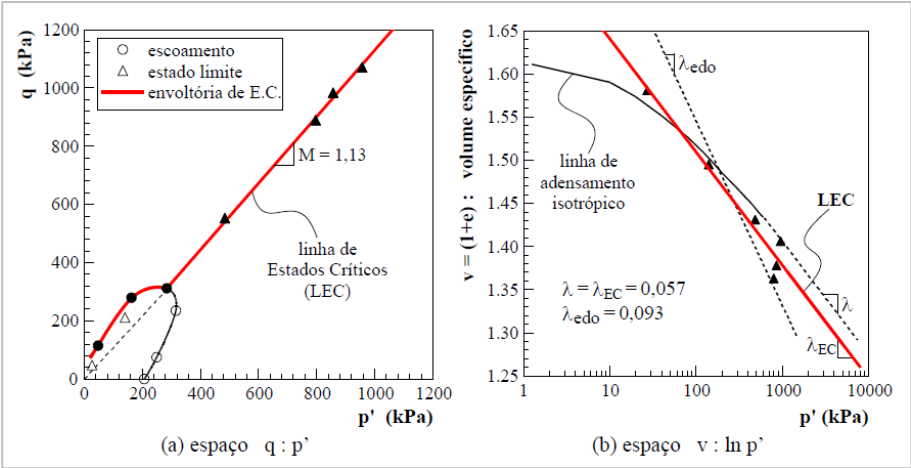


Figura 52 - Envoltória de Estados Críticos (Cecílio Junior, 2009)

4

Local de Estudo

O solo utilizado no presente estudo é oriundo de uma rocha de estrutura gnáissica, localizado na Casa de Retiro Padre Anchieta, na Rua Capuri, nº 1500 - São Conrado, na zona sul do município do Rio de Janeiro – RJ.

A zona sul do Rio de Janeiro, onde situa-se o perfil de estudo, por estar localizada entre o mar e as encostas leste e sul do Maciço da Tijuca, apresenta clima mais ameno que outras zonas da cidade, com temperaturas médias superiores a 22°C, elevada pluviosidade (1200 mm a 1600 mm), distribuída ao longo do ano, e umidade relativa acima de 78%. Tais características são explicadas pelas massas de ar úmidas vindas do oceano, procedentes do sul e sudeste, que são obrigadas a se elevarem pela presença do relevo, instabilizando-se devido à perda de temperatura e consequente condensação do vapor d'água, precipitando-se sob a forma de chuvas orográficas (chuvas de relevo) (Maciel, 1991).

A vegetação da área de estudo é predominantemente arbustiva, classificada como floresta ombrófila densa ou floresta tropical fluvial (IBGE, 2004). Corresponde às formações florestais da Mata Atlântica, situadas em áreas próximas ao oceano sob influência das massas de ar úmidas vindas do mar. A característica ombrotérmica da Floresta Ombrófila Densa está relacionada a fatores climáticos tropicais de elevadas temperaturas e de alta precipitação, bem distribuídas durante o ano, o que determina uma situação bioecológica praticamente sem período biologicamente seco.

O perfil a ser estudado se localiza no maciço litorâneo da Tijuca. Os três principais maciços litorâneos da região metropolitana do Rio de Janeiro são o Maciço da Tijuca, Maciço da Pedra Branca e Maciço do Gericinó-Mendanha. O Maciço da Tijuca, assim como o Maciço da Pedra Branca, consiste em blocos soerguidos durante o cenozóico, paralelamente as cadeias montanhosas da Serra do Mar e da Mantiqueira. O Maciço da Tijuca compreende, aproximadamente, 131km² e situa-se a leste da cidade, próximo ao oceano. Apresenta, no seu conjunto, aspectos morfológicos peculiares, com a presença de numerosos pontões, e no todo um grande número de dobramentos com numerosas

variedades de rochas de estrutura gnáissicas, resultantes de metamorfismo, o que produz uma diversidade litológica com diferentes resistências ao intemperismo.

O local de estudo apresenta uma formação de rochas de estrutura gnáissica, denominada gnaiss facoidal. A textura da rocha varia de uma estrutura mais grosseira, constituída por quartzo e K-feldspatos, até uma estrutura mais fina, constituída essencialmente por mica biotita.

A fim de se comparar a influência do grau de intemperismo nas características do solo, será estudado um fragmento de rocha sã (RS), um fragmento de rocha parcialmente alterada (RPA) um fragmento de rocha alterada (RA), um horizonte de solo minimamente intemperizado, com características estruturais e foliação mais próximo à rocha de origem, chamado, no presente trabalho, de solo residual nível 1 (SR-N1), e dois solos medianamente intemperizados, chamados, no presente trabalho, de solo residual de nível 2 (SR-N2) e nível 3 (SR-N3).

4.1.Coleta de material e amostragem

Devido às características do local de estudo, à declividade das encostas e à dificuldade de se coletar amostras num perfil vertical de solo, foram identificados, visualmente, três pontos de coleta de solo, com diferentes graus de alteração, horizontalmente, denominados SR-N1, SR-N2 e SR-N3, além de um fragmento de rocha alterada (RA), conforme Figura 53. Dessa forma foi composto um perfil de solo a ser estudado, com base nas diferentes feições morfológicas identificadas no campo, tais como, coloração, textura e presença ou não de minerais primários. O perfil de solo composto para o presente estudo é formado de três amostras de solo, oriundos da mesma rocha, com estrutura gnáissica e os seguintes minerais essenciais: quartzo, K-feldspatos e mica biotita.



Figura 53 – Perfil de solo estudado

Em um primeiro momento foram coletadas amostras amolgadas dos três solos estudados, para dar início à caracterização dos mesmos.

Numa segunda oportunidade foram coletados os blocos de material indeformado, utilizados para os ensaios de resistência do solo, assim como os anéis utilizados para determinação do índice de vazios do solo.

Devido à natureza frágil do material estudado, e à dificuldade em moldar determinados corpos de prova em laboratório, foi necessária uma terceira coleta de material, porém com amostradores bi-partidos, de forma a minimizar a alteração na estrutura do solo no momento da confecção dos corpos de prova, obtendo-se, portanto, os mesmos moldados *in situ*.

Foram coletados, ainda, fragmentos de três amostras de rocha, sendo rocha *sã*, rocha parcialmente alterada e rocha alterada, que deram origem ao solo estudado, observado pelas características tátil-visuais, como coloração, estrutura e foliação.

A Figura 54 apresenta os três fragmentos de rocha *sã*, rocha parcialmente alterada e rocha alterada, coletados nas margens do curso d'água (localizado à esquerda do talude principal) e na parte central do talude principal da área de estudo, respectivamente.



Figura 54 – Rocha *sã* (RS), rocha parcialmente alterada (RPA) e Rocha alterada (RA)

A Figura 55 apresenta o bloco de solo residual indeformado menos intemperizado, SR-N1, coletado à direita, do talude principal. A Figura 56, apresenta a localização da coleta dos blocos de solo residual medianamente intemperizados, situados à esquerda do talude principal do local de estudo.



Figura 55 – SR-N1



Figura 56 – Localização de coleta do solo residual mais intemperizado SR-N2 e SR-N3

A Figura 57 apresenta os solos residuais SR-N1, SR-N2 e SR-N3, respectivamente.



(a)



(b)



(c)

Figura 57 – Solo residual (a) SR-N1, (b) SR-N2 e (c) SR-N3

A Figura 58 apresenta um corpo de prova moldado *in situ* com amostrador bi-partido.

Figura 58 – Corpo de prova moldado *in situ* com amostrador bi-partido

5

Caracterização física, química, mineralógica e microestrutural dos solos

Devido as características distintas e a variabilidade dos solos residuais, torna-se difícil a obtenção de ensaios de caracterização repetitivos e distribuições granulométricas representativas dos mesmos. Dessa forma, foram realizados ensaios de caracterização física, química, mineralógica e microestrutural, visando auxiliar a avaliação das características de resistência, de acordo com o grau de intemperismo, dos solos estudados.

O programa de ensaios executados em cada material consta na Tabela 2.

5.1.Caracterização física

5.1.1.Índices físicos

Os ensaios de caracterização física, tais como, análise granulométrica, densidade relativa dos grãos (Gs) e limites de consistência, foram executados em amostras deformadas representativas de cada solo, com o objetivo de determinar suas características básicas.

Os ensaios de caracterização física, exceto quando indicado, foram feitos seguindo os procedimentos das seguintes normas publicadas pela Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT):

- NBR 6457/1986 – Amostras de Solo – Preparação para Ensaio de Compactação e Ensaio de Caracterização;
- NBR 6508/1984 – Determinação da Massa Específica;
- NBR 6459/1984 – Solo – Determinação do Limite de Liquidez;
- NBR 7180/1984 – Solo – Determinação do Limite de Plasticidade;
- NBR 7181/1984 – Solo – Análise Granulométrica.

Tabela 2 - Ensaios físico, químico e mineralógicos realizados

Solo	Caracterização física						Caracterização química							Caracterização mineralógica				
	Granulometria	G _s	Limites de Atterberg	Porosimetria de Mercúrio	Curva de Retenção	Resistividade	Química Total	Complexo Sortivo	Ataque Sulfúrico	C	Ki / Kr	pH	Perda ao Fogo	Lupa Binocular	DRX	ATD / ATG	MEV	Microtomografia computorizada
SR-N3	X	X	X	X	X*	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
SR-N2	X	X	X	X	X*	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
SR-N1	X	X	-	X	X*	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
RA	-	-	-	-	-	-	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
RPA	-	-	-	-	-	-	X	-	-	-	-	-	-	-	X	X	-	X
RS	-	-	-	-	-	-	X	-	-	-	-	-	-	-	X	X	-	X

* - ensaios realizados como parte de dissertação de mestrado de Silva (2017)

SR-N3 – solo residual nível 3

SR-N2 – solo residual nível 2

SR-N1 – solo residual nível 1

RA – rocha alterada

RPA – rocha parcialmente alterada

RS – rocha sã

Ressalta-se que, de acordo com a NBR 7181/1984 os ensaios de sedimentação devem ser realizados com material passante na peneira #10 (2 mm). No entanto, o método empregado no Laboratório de Geotecnia e Meio Ambiente da PUC – Rio (LGMA) utiliza o material passante na peneira #40 (0,42 mm), relacionado à fração de areia média, fina, silte e argila, para realização destes. O mesmo se aplica aos ensaios de Determinação da Massa Específica (NBR 6508/1984), e Determinação dos Limites de Liquidez e Plasticidade do Solo (NBR 6459/1984 e NBR 7180/1984, respectivamente).

A análise granulométrica dos solos residuais pode fornecer características do seu grau de intemperismo. De forma geral, observa-se que, quanto maior a porcentagem de partículas finas, mais intemperizado o solo se encontra (Carvalho, 2012).

Os valores dos limites de Atterberg (Limite de Liquidez e Plasticidade do solo) estão intrinsicamente ligados à composição mineralógica da fração fina do solo e refletem a presença de maior ou menor concentração de minerais e de argilominerais, bem como o tipo dos mesmos. De acordo com Carvalho (2012), os solos residuais jovens apresentam a maioria dos minerais primários em várias fases de decomposição herdadas da rocha matriz. Podem ocorrer também minerais neo-formados dos grupos dos argilominerais 2:1 que podem evoluir de acordo com os processos intempéricos para argilominerais do grupo 1:1. Os solos residuais maduros praticamente não possuem minerais primários, à exceção daqueles resistentes ao intemperismo (quartzo, turmalinas, etc.).

Juntamente com os ensaios de caracterização física, determina-se os índices físicos: peso específico natural, peso específico seco, índice de vazios, porosidade e grau de saturação.

5.1.2. Porosimetria por intrusão de mercúrio

Foram realizados ensaios de porosimetria por intrusão de mercúrio, sendo possível a determinação do tamanho, quantidade e distribuição dos espaços porosos dos solos estudados. Os ensaios foram realizados no Laboratório de Apoio à Física e à Química da Universidade de São Paulo, unidade São Carlos, utilizando-se o equipamento POROSIZER 9320, da *Micromeritics Instrument Corporation*. Conforme descreve Slongo (2008), essa técnica se baseia no fato de que o mercúrio se comporta como um fluido não molhante em relação à maior parte dos materiais. Por isso, o mercúrio não penetra espontaneamente nos poros destes materiais, a menos que se aplique uma pressão sobre ele. Neste ensaio,

a amostra de solo, previamente seca, é submetida à injeção de mercúrio sob pressão. Inicialmente a amostra é colocada num recipiente conhecido como penetrômetro, o qual é preenchido por mercúrio, e aplica-se vácuo para que o mercúrio possa penetrar nos poros maiores da amostra de solo. Em seguida são aplicados estágios de pressão. Para cada estágio de pressão aplicada, mede-se o volume de mercúrio injetado nos poros da amostra. O ensaio começa a baixas pressões, com a intrusão nos poros de maior diâmetro, estendendo-se a intrusão aos poros de menor diâmetro, à medida que as pressões vão aumentando (Reis, 2004).

5.1.3. Resistividade elétrica

A resistividade elétrica dos solos é influenciada pelo teor de umidade, estrutura e composição dos solos (Boszczowski, 2008). Em solos granulares, compostos principalmente por areias e pedregulhos, a água, ou líquido, contido nos poros será responsável pela condutividade elétrica, ou a resistividade do solo, pois o quartzo é um mineral não condutor, portanto com alta resistividade. Em solos argilosos, a condutividade pode ser relacionada, também, às cargas elétricas presente nas superfícies do argilominerais.

Diversos pesquisadores (e.g. Boszczowski, 2008, Pacheco, 2004, Campos, 2015, Aquino, 2010, Yamasaki *et al.*, 2014, Vita *et al.*, 2012) estudaram e apresentam a relação da resistividade dos solos com o teor de umidade, demonstrando que, quanto maior o teor de umidade do solo, menor será a resistividade do mesmo.

A presença de finos em solos grossos poderá influenciar a resistividade do mesmo seja diminuindo a porosidade, pois os finos irão ocupar os vazios entre os grãos, que poderiam ser preenchidos por água, aumentando a resistividade (Campanella e Weemees, 1990), ou pela presença de argilominerais, podendo aumentar a condutividade, devido às cargas elétricas livres presentes em sua superfície, além de apresentarem maior superfície específica e, portanto, diminuindo a resistividade.

De acordo com Abu-Hassanein *et al.* (1996), a resistividade também está relacionada com as propriedades índice do solo. Solos com limite de liquidez ou índice de plasticidade alto, apresentam baixa resistividade elétrica.

A resistência que a corrente elétrica sofre, ao atravessar um corpo de prova, pode, facilmente, ser determinada por meio da equação:

$$R = \frac{V}{i} \quad (5-1)$$

Sendo R a resistência, V a diferença de potencial e i a corrente elétrica.

Por meio de características físicas, comprimento e área transversal, é possível determinar a resistividade do meio, pela equação:

$$\rho = \frac{R \times A}{l} \quad (5-2)$$

Sendo ρ a resistividade, R a resistência, A a área da seção transversal e l o comprimento.

Dessa forma, a resistividade do solo pode ser obtida por meio da resistência (em ohms) de uma corrente elétrica medida (em amperes), gerada pela imposição de uma diferença de potencial (em volts), entre as duas extremidades do solo.

Archie (1942) descreve a relação do índice de resistividade com o grau de saturação do solo e é representada pela equação:

$$IR = \frac{\rho(S_r)}{\rho(S_r=1)} = S_r^{-x} \quad (5-3)$$

Sendo x um expoente da saturação (Richard *et al.* 2005).

O expoente x será uma constante no caso de uma distribuição de poros unimodal, ou uma variável para uma distribuição de poros bimodal ou trimodal.

A Figura 59 apresenta a variação do índice de resistividade com o grau de saturação em ensaios realizados por Worthington e Pallatt (1989) adaptada por Richard *et al.* (2005).

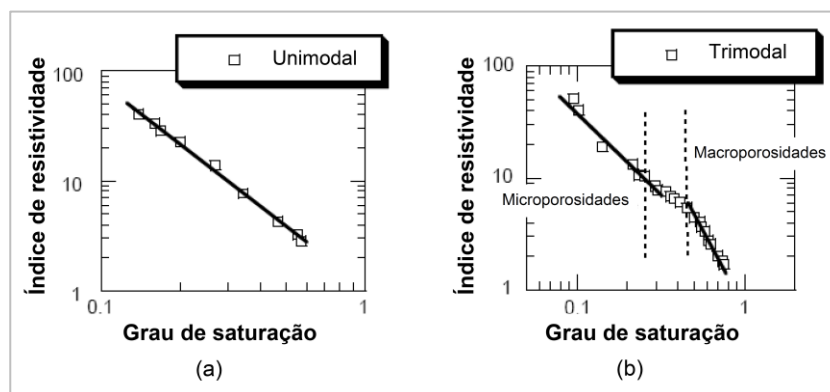


Figura 59 - Índice de resistividade em função do grau de saturação. (a) distribuição unimodal de poros. (b) distribuição trimodal de poros (Richard *et al.*, 2005)

Segundo Boszczowski (2008), de forma resumida, pode-se dizer que a condutividade elétrica dos solos é controlada por dois fenômenos. O primeiro relacionado à estrutura (condutividade por área de contato) quando o solo possui baixo teor de umidade, e outro relacionado à presença de água responsável pela condutividade elétrica, quando o solo possui teor de umidade mais elevado.

5.2.Caracterização química

De forma a se determinar os elementos químicos que compõem os solos, conhecer seu grau de intemperismo e sua influência no comportamento mecânico dos solos, realiza-se a caracterização química do mesmo.

A caracterização química do solo, e da rocha de origem, foi realizada a partir dos resultados dos ensaios de análise química total, análise química parcial (por ataque sulfúrico), determinação do pH e perda ao fogo.

5.2.1.Análise Química Total

Os ensaios de análise química total foram executados pelo Serviço de Caracterização Química (SCQ), pertencente à Coordenação de Análises Minerais (COAM), no Centro de Tecnologia Mineral (CETEM) no Rio de Janeiro, pelo Departamento de Engenharia Química e de Materiais (DEQM) da PUC-Rio, e pelo Departamento de Engenharia Civil da Universidade Estadual do Norte Fluminense (UENF). Por meio deste ensaio é possível quantificar o teor de cada elemento do solo abrangendo tanto os minerais primários quanto os secundários e materiais amorfos.

Nas análises realizadas no CETEM, os elementos foram determinados por análise semiquantitativa em espectrômetro por fluorescência de raios-X (WDS-1 e WDS-2), modelo AXIOS (Panalytical), em amostras preparadas em prensa automática VANEON, utilizando como aglomerante ácido bórico (H_3BO_3) na proporção de 1:0,5 (0,5g do ácido bórico e 1 g da amostra seca à 100°C).

As análises realizadas no DEQM da PUC-Rio e na UENF foram realizadas em equipamento do tipo espectrômetro de raios-X de energia dispersiva (EDX), da marca Shimadzu, modelo Ray ny EDX-700.

Por meio destas análises foi possível determinar os teores de sílica (SiO_2), alumina (Al_2O_3), óxido de titânio (TiO_2), ferro (Fe_2O_3), cálcio (CaO), magnésio (MgO), sódio (Na_2O) e potássio (K_2O), dentre outros elementos presentes nos solos.

5.2.2. Análise Química Por Ataque Sulfúrico

Os ensaios de análise química por ataque sulfúrico, foram realizados no Centro Nacional de Pesquisas de Solos CNPS/EMBRAPA, Rio de Janeiro. O método por ataque sulfúrico decompõe apenas os minerais secundários (argilominerais), além de óxi-hidróxido de ferro e alumínio e materiais amorfos, quando presentes. As análises seguiram as metodologias apresentadas no Manual de Métodos de Análise de Solo (EMBRAPA, 2011). Foram determinadas, também, as relações moleculares K_i (SiO_2/Al_2O_3) e K_r (SiO_2/R_2O_3), relacionadas ao grau de intemperismo do solo. Para análise química por ataque sulfúrico as amostras de solo foram preparadas, no Laboratório de Geotecnia e Meio Ambiente (LGMA) da PUC-Rio, separando-se 100g de amostra seca de cada solo, destorroada, homogeneizada e peneirada na peneira #10 (2mm).

5.2.3. Determinação do pH

A determinação do pH fornece a acidez ou alcalinidade do solo e a solubilidade de alguns elementos. O pH determinado em KCl apresenta valores mais baixos que os determinados em H_2O , exceto no caso de solos extremamente intemperizados. A diferença entre ambos pH's expressa o balanço de cargas elétricas dos coloides do solo, sendo diretamente proporcional à atividade dos argilominerais (Barreto, 1986). De acordo com Agnelli e Albiero (1997) *apud* Escalaya Advincula (2016), pode-se verificar pelo pH se o solo possui capacidade de retenção de ânions ou cátions. Valores negativos de ΔpH ($pH_{KCl} - pH_{H_2O}$) indicam retenção de cátions, e valores positivos sugerem retenção de ânions. O ensaio para a determinação do pH foi realizado com suspensão dos solos tanto em água destilada quanto em solução aquosa saturada de KCl, pelo Centro Nacional de Pesquisas de Solos CNPS/EMBRAPA, Rio de Janeiro.

5.2.4. Índice de Perda ao Fogo

O índice de perda ao fogo está diretamente relacionado ao grau de alteração dos minerais e à formação dos argilominerais e hidróxidos de ferro e alumínio, além de matéria orgânica e amorfos (Boszczowski, (2008)). O ensaio de perda ao fogo, realizado no Laboratório de Geotecnia e Meio Ambiente da PUC-Rio, consiste na determinação da perda de massa do solo durante a queima em mufla. A metodologia consiste em secar uma pequena quantidade de solo em um

recipiente de porcelana (cadinho) na estufa a temperatura de 105 - 110°C, por 24 horas ou até constância de massa. Em seguida, esta massa seca é levada à mufla a temperatura de 600°C por 4 horas até obtenção da constância de massa. A quantificação é feita pela diferença de massa antes e após o aquecimento na mufla. Essa perda de massa é chamada perda ao fogo. A temperatura utilizada na determinação da perda ao fogo deve estar relacionada com o tipo de argilomineral presente nas amostras analisadas, por exemplo, sendo o mineral presente a caulinita, a utilização de temperaturas entre 550 e 600°C permitirá obter valores mais realistas de perda de massa, pois o aquecimento a temperaturas maiores implica na alteração das micas as quais perdem água de constituição na faixa de 800-1000°C (Santos, 1975).

Foi realizada, ainda, juntamente à análise química total, ensaio de perda por calcinação, em equipamento Leco TGA-701, sendo a primeira rampa de aquecimento de 10°C/min de 25 a 107°C, e a segunda rampa de 40°C/min de 107 a 1000°C.

5.3.Caracterização mineralógica e microestrutural

O comportamento mecânico que o solo apresenta depende da sua microestrutura. As ligações, cimentações e arranjo das partículas definem as respostas que o solo terá frente às solicitações. O estudo da microestrutura do solo por meio da microscopia eletrônica de varredura tem sido realizado para observar a estrutura do solo, caracterizar os minerais existentes, as cimentações, o arranjo das partículas e a forma e distribuição dos vazios.

A caracterização mineralógica e microestrutural das amostras foi feita a partir dos resultados da lupa binocular, difração de raios-X, análise termo-diferencial e termo-gravimétrica, microscopia eletrônica de varredura e microtomografia computadorizada.

5.3.1.Lupa Binocular

A análise pela lupa binocular foi realizada no Laboratório de Geotecnia e Meio Ambiente da PUC-Rio, utilizando-se o equipamento da Tecnival. A análise por meio da lupa binocular auxilia na identificação da composição dos constituintes do material, assim como na forma e grau de alteração dos grãos (Antunes, 2016). Essa análise indica o grau de intemperismo do solo pela

presença dos minerais intemperizáveis, ou seja, quanto maior a quantidade de minerais pouco resistentes, mais alterado é o material (Escalaya Advincula, 2016).

5.3.2.Difração de Raios-X

O ensaio de Difração de Raios-X (DRX) destina-se principalmente à identificação da composição mineralógica do solo referente à fração fina (silte e argila). Além dos aspectos de identificação, a DRX auxilia na determinação do grau de cristalinidade e do tamanho de partícula. Quanto mais simétrico e agudo o pico difratado do mineral, maior a cristalinidade, em se tratando de minerais secundários. Os minerais primários apresentam pico agudo e são cristalinos. Os ensaios foram feitos pelo equipamento conhecido como difratômetro, da marca SIEMENS, modelo D5000, no Laboratório de Difração de Raios-X (LDRX) do Departamento de Engenharia Química e de Materiais (DEQM) da PUC-Rio.

5.3.2.1.Preparação da Amostra

Para execução da Difração de Raios-X, inicialmente fez-se a moagem do solo total, até reduzi-lo a pó, para análise da composição total do solo, este é o chamado método do pó. Em seguida, separou-se as frações finas, silte e argila, por peneiramento. As frações silte e argila foram utilizadas na preparação das lâminas orientadas, utilizou-se para isso uma suspensão tanto da argila como do silte. A suspensão foi gotejada numa lâmina e seca ao ar, de forma que as partículas dos argilominerais, por serem lamelares, se orientaram, este é o chamado método da lâmina orientada.

Para análise do solo, como um todo, foi empregado o método do pó, correspondente ao solo homogeneizado e moído. Para análise conjunta da areia fina, silte e argila foi empregado o método do pó, correspondente ao material passante na peneira #40. Para caracterizar separadamente as frações silte e argila foram feitas lâminas orientadas com material passante nas peneiras #200 e #400, respectivamente. Foram feitas, também, análises pelo método do pó, com material proveniente da sedimentação, após peneiramento na peneira #200, sendo que para a fração argila foi utilizado o material sobrenadante pipetado e seco ao ar, e para a fração silte foi utilizado o material sedimentado moído e seco ao ar.

5.3.3. Análises Termo-Diferencial e Termo-Gravimétrica

As análises termo-diferencial (ATD) e termo-gravimétrica (ATG) permitem medir a perda de água dos minerais de argila a várias temperaturas. O ensaio consiste no aquecimento, em velocidade constante, do material juntamente com uma substância termicamente inerte, registrando as diferenças de temperatura entre o padrão e o solo em função da temperatura.

Existem temperaturas específicas para as reações endotérmicas da maioria dos minerais de argila. De acordo com a posição, forma e intensidade das deflexões endotérmicas e exotérmicas dos termogramas (que aparecem como deflexões em sentidos opostos) é possível uma identificação bastante precisa dos argilominerais. A temperatura em que a reação ocorre, identifica a substância a ser estudada. No caso dos argilominerais a ATD mostra reações endotérmicas (deflexões negativas) devido à desidratação e à perda de estrutura cristalina, e reações exotérmicas (deflexões positivas) devido à formação de novas fases em temperaturas elevadas (Polivanov, 1998).

Os ensaios foram executados, primeiramente nas frações areia fina, silte e argila do solo, correspondente ao material passante na peneira #40 e, posteriormente, no solo e rocha de origem, como um todo, homogeneizado e moído. Foram feitas, adicionalmente, análises no material esbranquiçado dos três solos estudados, de forma a confirmar a presença da caulinita (feldspato alterado) no material. Os ensaios foram realizados no Setor de Caracterização Tecnológica (SCT), pertencente ao Centro de Tecnologia Mineral (CETEM), Rio de Janeiro. As amostras foram aquecidas até uma temperatura de, aproximadamente, 1000°C, com aumento de 10°C por minuto.

5.3.4. Microscopia Eletrônica de Varredura

A microscopia eletrônica de varredura (MEV) permite a aquisição de imagens do solo com alta resolução (ampliação de centenas a milhares de vezes), e auxilia na caracterização mineralógica dos solos, sendo possível observar o arranjo das partículas, cimentações e até mesmo identificar alguns minerais. Essa técnica, acoplada a espectrometria de energia dispersiva (EDS), contribui na identificação da constituição química do mineral, pois enquanto o MEV proporciona nítidas imagens, o EDS permite a identificação imediata dos elementos químicos de pontos específicos da imagem. Os ensaios foram realizados no laboratório do departamento de Engenharia Química e de Materiais

da PUC-Rio, com amostras de, aproximadamente, 0,5 x 0,5 x 0,5cm, com sua umidade natural. O equipamento utilizado é da marca JEOL, modelo JSM 6510LV. As amostras foram colocadas no interior da câmara do microscópio eletrônico e, então, foram selecionadas algumas imagens com as feições microestruturais de interesse, em diferentes escalas de aumento, e armazenadas de forma digital.

A porosidade do solo pode ser visualizada na MEV, porém sua distribuição ou quantificação é difícil de ser obtida pelas fotografias. Para obter a distribuição e dimensões dos poros utiliza-se a porosimetria por intrusão de mercúrio, conforme apresentado anteriormente.

5.3.5. Microtomografia Computadorizada

De forma a complementar as análises de porosidade e estrutura do material, realizadas pela intrusão de mercúrio e pela MEV, foi realizada a microtomografia computadorizada nos solos estudados. As amostras de rocha sã, rocha parcialmente alterada e rocha alterada foram analisadas apenas com fim comparativo de imagens. Os ensaios foram executados no microtomógrafo modelo Versa 510, da marca Carl Zeiss, pertencente ao Departamento de Engenharia Química e de Materiais (DEQM) da PUC-Rio. A técnica de microtomografia computadorizada consiste na varredura de feixes de raios-X, em seções planas horizontais, e permite gerar imagens tridimensionais a partir da reconstrução das imagens transversais da amostra.

6

Resultados da caracterização física, química, mineralógica e microestrutural dos solos

No presente capítulo são apresentados os resultados da caracterização física, química e mineralógica dos solos estudados.

Foram realizados, além dos ensaios físicos convencionais, ensaios químicos, mineralógicos e microestruturais, de forma a complementar a avaliação da influência dos diferentes graus de alteração do solo, no comportamento tensão-deformação-resistência dos mesmos.

6.1.1. Índices Físicos

A Tabela 3 apresenta os resultados da caracterização física e os principais índices obtidos por meio dos ensaios realizados e suas correlações.

Tabela 3 – Resultados da caracterização física

Solo	Granulometria – ABNT (%)				Limites de Atterberg (%)		Y _d (kN/m³)	Y _{nat} (kN/m³)
	Pedregulho	Areia	Silte	Argila	LL	LP		
SR-N1	18,1	52,8	24,5	4,7	*	*	12,53	15,13
SR-N2	12,4	33,9	24,2	29,4	61,72	36,06	12,80	15,61
SR-N3	11,3	28,5	30,7	29,4	57,89	35,94	12,58	15,77
	W _{nat} (%)	G _s	Índice de vazios			porosidade	S (%)	
SR-N1	20,8	2,625	1,05			0,51	52,0	
SR-N2	21,9	2,671	1,04			0,51	56,1	
SR-N3	25,3	2,699	1,10			0,52	62,1	

* - não foi possível determinar

A presença de pedregulho, observada nos três solos estudados, é um indicativo de que não houve transporte de material.

As curvas granulométricas dos solos estudados estão apresentadas na Figura 60. Foram realizados ensaios de sedimentação com e sem a solução defloculante, hexametáfosfato de sódio, de forma a se avaliar o grau de floculação das partículas de argila.

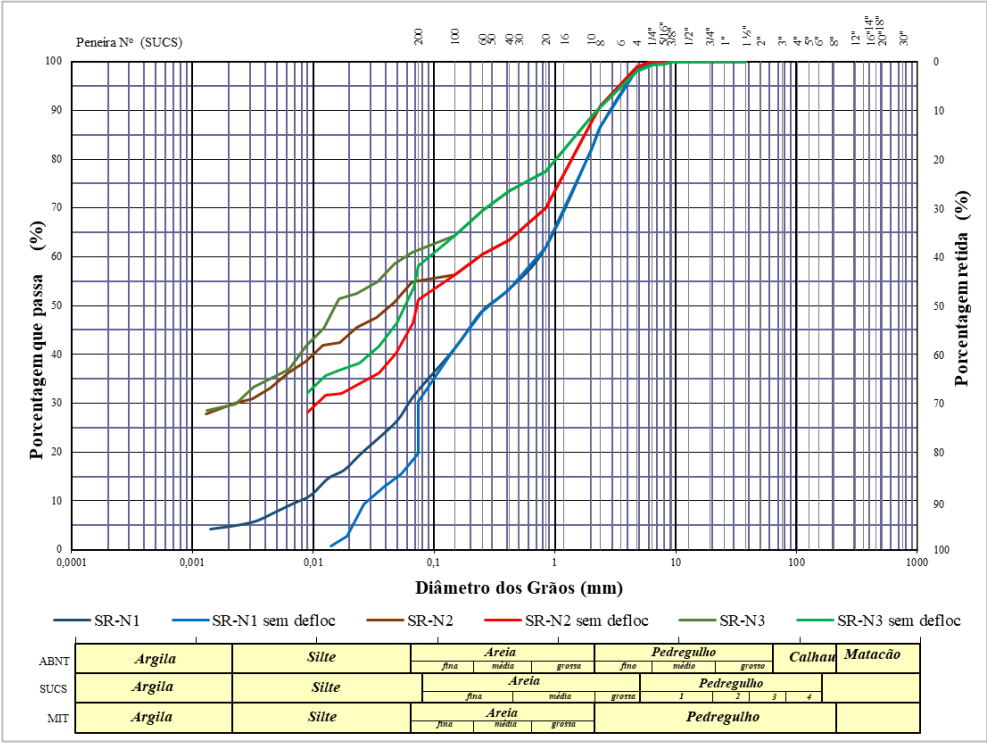


Figura 60 - Curvas granulométricas

A Tabela 4 apresenta um comparativo dos resultados da granulometria realizados com e sem a solução defloculante.

Tabela 4 - Comparativo granulometria – ABNT (%)

Solo	Com defloculante				Sem defloculante			
	Pedregulho	Areia	Silte	Argila	Pedregulho	Areia	Silte	Argila
SR-N1	18,1	52,8	24,5	4,7	18,1	65,1	16,8	0
SR-N2	12,4	33,9	24,2	29,4	12,4	43,5	44,1	0
SR-N3	11,3	28,5	30,7	29,4	11,3	37,9	50,8	0

A Figura 61 apresenta os ensaios de sedimentação realizados com a solução defloculante e sem a mesma.

Por meio dos resultados da granulometria obtidos com e sem o uso de defloculante, verificou-se que o percentual de argila (observado somente com o uso do defloculante) e silte no solo aumenta conforme o grau de intemperismo do mesmo. Porém, pode-se dizer que na fração fina, nos três solos estudados, predomina a fração silte.

Pode-se observar o caráter floculado dos solos mais alterados (SR-N2 e SR-N3), pois, nos ensaios feitos sem o defloculante (buretas à esquerda na Figura

61), em um período de 24hrs, os solos se sedimentaram por completo, de forma que não foi possível determinar o percentual de argila nos mesmos.

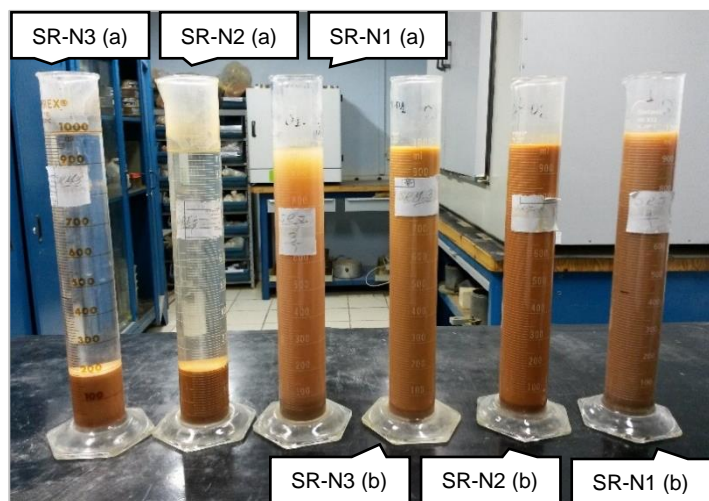


Figura 61 - Ensaio de sedimentação (a) sem e (b) com hexametáfosfato de sódio, após 24hrs

Com o objetivo de se comparar a fração fina dos solos, assim como verificar o grau de flocculação da mesma, foram realizadas, além dos ensaios convencionais, análises do solo passante na peneira #40 (0,425mm), em seu estado natural e com a solução defloculante, utilizando-se o granulômetro a laser, Particle Size Analyzer 1190, da marca Cilas, pertencente ao Laboratório de Geotecnia e Meio Ambiente da PUC-Rio. As curvas comparativas, para cada solo analisado são apresentadas na Figura 62, Figura 63 e Figura 64.

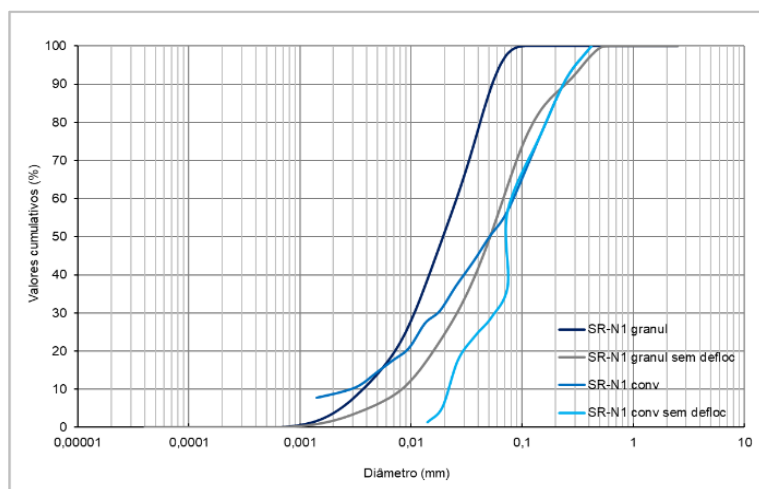


Figura 62 – Comparativo curvas granulométricas da fração fina – SR-N1

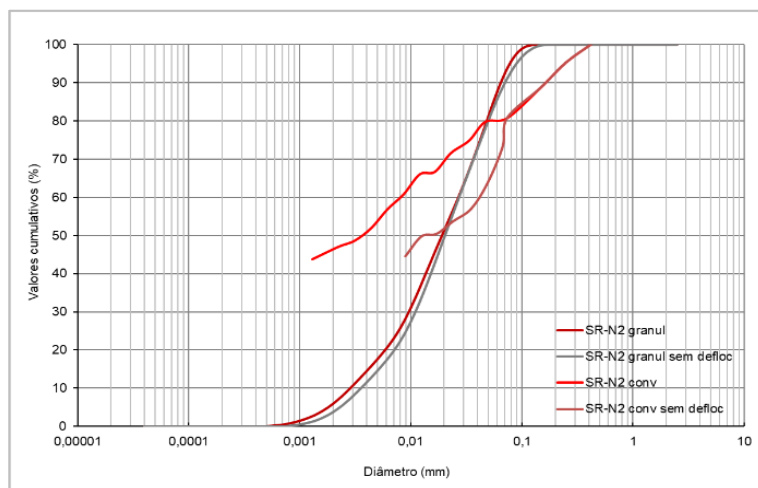


Figura 63 – Comparativo curvas granulométricas da fração fina – SR-N2

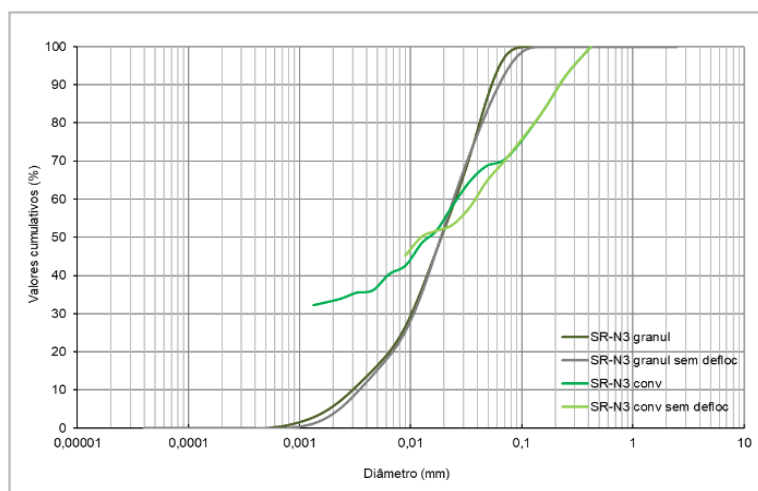


Figura 64 – Comparativo curvas granulométricas da fração fina – SR-N3

Por meio do índice de plasticidade (IP) e do índice de atividade de Skempton (IA) pode-se identificar e classificar dos solos. O índice de plasticidade é obtido pela diferença entre os limites de liquidez e de plasticidade, indicando a faixa de valores de umidade em que o solo apresenta comportamento plástico, e o índice de atividade é definido pela relação do índice de plasticidade pela fração de argila no solo (em %).

Por meio da Carta de Plasticidade de Casagrande, podemos classificar os solos estudados como siltosos. É possível, ainda, de acordo com as aulas de Casagrande na Universidade de Harvard (Holtz e Kovacs, 1981), determinar graficamente o Limite de Contração dos mesmos, ou seja, o teor de umidade correspondente à passagem do solo do estado semissólido a sólido,

correspondendo ao valor onde a reta, obtida com os valores de Limite de Liquidez e Índice de Plasticidade experimentais, se cruza com o eixo das abscissas, conforme apresentado na Figura 65.

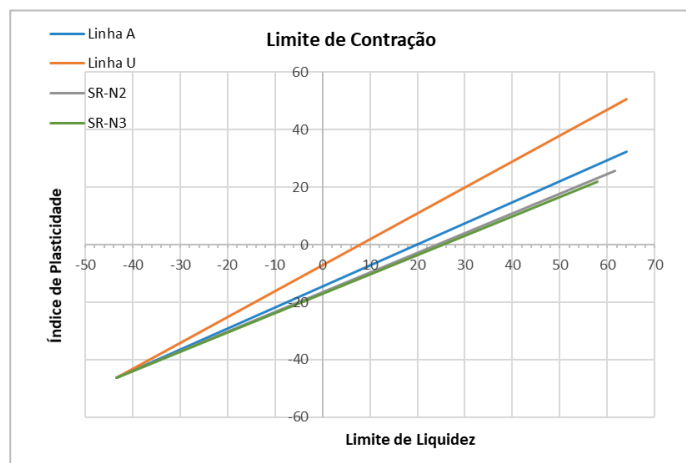


Figura 65 - Carta de Plasticidade para determinação do Limite de Contração

De acordo com a classificação de Skempton, a atividade dos solos pode ser definida como normal, conforme apresentado na Tabela 5.

Tabela 5 – Resultados dos índices de plasticidade e atividade de Skempton

Solo	SR-N2	SR-N3
Limite de Liquidez (%)	61,72	57,89
Limite de Plasticidade (%)	36,06	35,94
Índice de Plasticidade	25,65	21,95
Fração argila (%)	29,40	29,41
Índice de atividade	0,87	0,75
Limite de Contração (%)	24,26	25,33

Atividade normal: $0,75 < IA < 1,25$

6.1.2. Porosimetria por intrusão de mercúrio

Os ensaios de porosimetria de mercúrio foram realizados com o objetivo de se determinar o tamanho, quantidade e distribuição dos espaços porosos dos solos estudados. Devido à característica heterogênea dos solos residuais foram realizados três ensaios para cada solo estudado.

Pelos ensaios de porosimetria é possível determinar uma curva de intrusão (e extrusão) de volume em função do diâmetro dos poros, assim como uma curva

de distribuição incremental do diâmetro dos poros, que permite uma estimativa do tamanho de poros mais frequente no material.

Considerando que o diâmetro do poro é, aproximadamente, dez vezes menor que o diâmetro do grão, estabeleceu-se faixas de poros correspondentes ao tamanho dos grãos, conforme ABNT (1995) NBR 6502/95, dessa forma, assumiu-se que o microporo está relacionado à fração argila ($\phi < 0,2 \mu\text{m}$), o mesoporo à fração silte ($0,2 < \phi < 6 \mu\text{m}$) e o macroporo à fração areia do solo ($\phi > 6 \mu\text{m}$).

As Figura 66, Figura 67 e Figura 68 apresentam a intrusão (e extrusão) de volume em função dos diâmetros dos poros, para os três solos estudados.

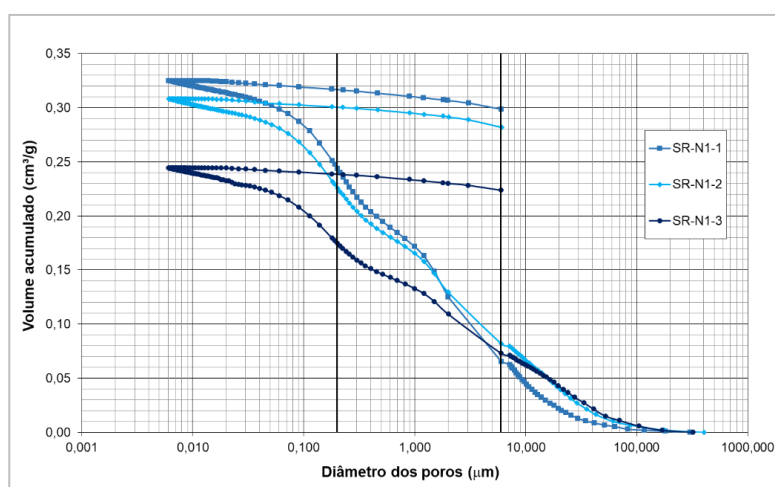


Figura 66 - Curva de intrusão (e extrusão) de volume – SR-N1

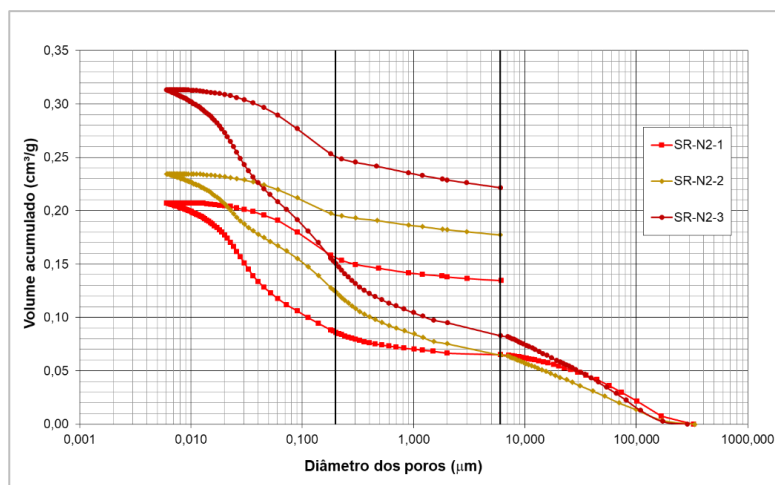


Figura 67 - Curva de intrusão (e extrusão) de volume – SR-N2

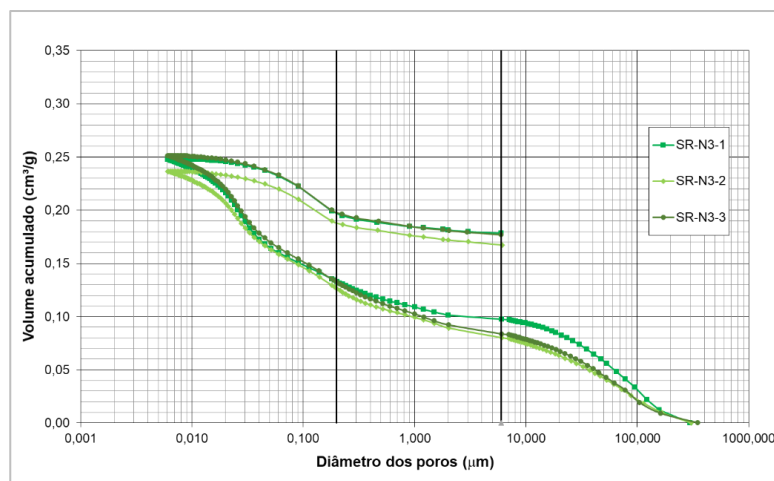


Figura 68 - Curva de intrusão (e extrusão) de volume – SR-N3

Apesar da característica heterogênea das amostras, pode-se observar que, de forma geral, o volume de poros é inversamente proporcional ao grau de alteração do solo, ou seja, quanto menos intemperizado o solo, maior a quantidade de poros, observada pelo volume injetado acumulado.

Observa-se, ainda, que para os três solos estudados, a extrusão de mercúrio se dá até o início do, aqui considerado, macroporo, sendo que o volume de extrusão de mercúrio, principalmente na faixa dos microporos, aumenta conforme aumenta o grau de intemperismo do solo, ou seja, quanto mais alterado o solo, maior a quantidade de microporos neste.

O ensaio de porosimetria de mercúrio tem estreita relação com a curva característica dos solos (Boszczowski, 2008). De acordo com Tibana (1991), a curva de distribuição acumulativa dos diâmetros dos poros pode ser transformada em uma curva característica do solo. As curvas características dos solos, obtidas por meio do método do papel filtro, fazem parte de dissertação de Silva (2017), onde é possível observar similaridade entre as curvas, assim como o comportamento bimodal dos solos estudados, principalmente para os solos SR-N2 e SR-N3. Segundo Camapum de Carvalho (2004), este comportamento bimodal é característico de solos mais intemperizados, onde sua estrutura está relacionada com a agregação entre as partículas.

As Figura 69, Figura 70 e Figura 71 apresentam as curvas de distribuição incremental dos diâmetros dos poros, para os três solos estudados.

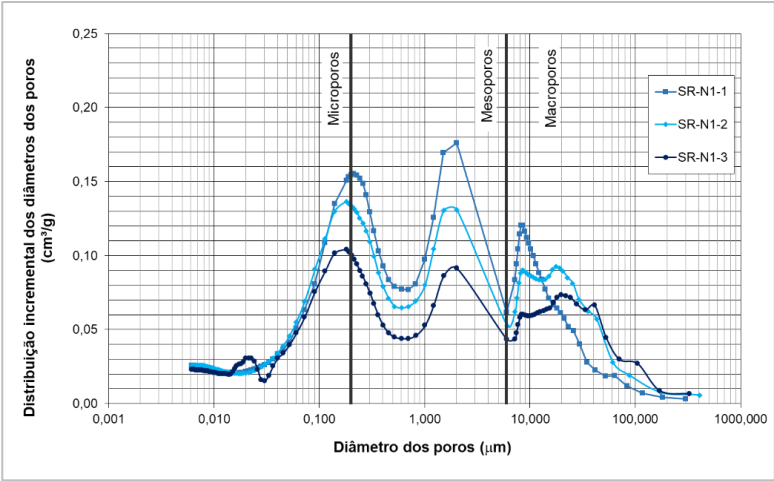


Figura 69 - Curva de distribuição incremental dos diâmetros dos poros – SR-N1

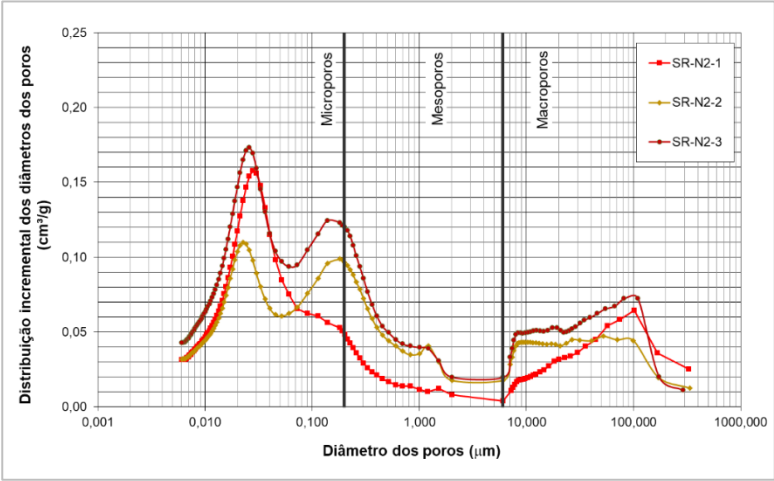


Figura 70 - Curva de distribuição incremental dos diâmetros dos poros – SR-N2

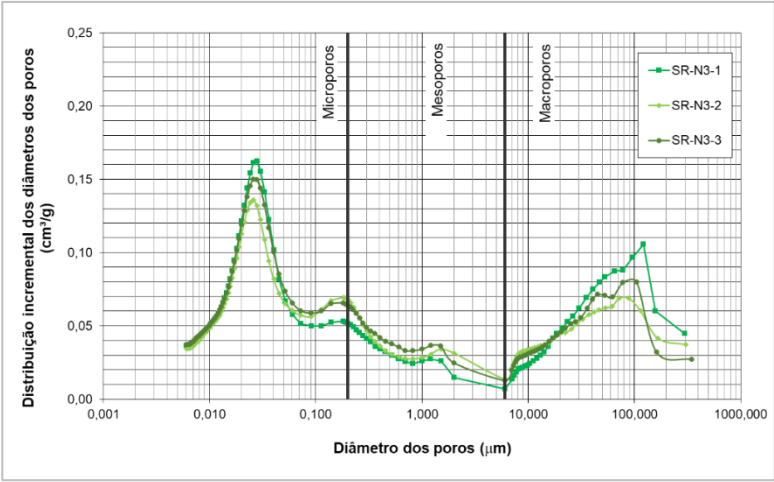


Figura 71 - Curva de distribuição incremental dos diâmetros dos poros – SR-N3

Observa-se que o solo menos intemperizado (SR-N1) apresenta uma maior concentração de mesoporos e macroporos, enquanto que os solos com grau de alteração maior apresentam microporos e macroporos. No SR-N1 observa-se a presença de um pico na divisão de micro e mesoporos, um pico na região de mesoporos e duas “famílias” de poros na região de macroporos, com diâmetros aproximados de 0,2 μm , 2,0 μm , 8 μm e 20 μm . Considerando-se que o diâmetro do poro é aproximadamente 10 vezes menor que o diâmetro do grão, os picos observados corresponderiam a fração argila/silte, silte e areia fina do solo. De acordo com Camapum de Carvalho (2004) os solos pouco intemperizados possuem sua estrutura influenciada pela rocha de origem, de acordo com o grau de alteração sofrido, tendo a distribuição de poros relativamente homogênea (monomodal). Os resultados encontrados contrariam essa afirmação, conforme observado na distribuição de poros bastante heterogênea, na Figura 69.

Os solos SR-N2 e SR-N3 apresentam um pico na região dos mesoporos (aproximadamente 0,025 μm), um pico na divisão de micro e mesoporos (0,15 μm) e duas “família” de poros na região dos macroporos (10 μm e 100 μm). Sendo o pico observado na região dos microporos com maior concentração que os observados na região de divisa e dos macroporos individualmente. Tal comportamento pode ser observado em Moncada (2008), Boszczowski (2008), Carvalho (2012) e Motta (2016), pois quanto maior o grau de intemperismo do solo, maior é a porcentagem de microporos presentes neste. Considerando-se que o diâmetro do poro é aproximadamente 10 vezes menor que o diâmetro do grão, os picos observados corresponderiam a fração argila e areia fina do solo.

A partir da distribuição incremental dos diâmetros dos poros é possível obter a porcentagem volumétrica de microporos, mesoporos e macroporos presentes nos solos. A Tabela 6 fornece a distribuição, em porcentagem, dos poros e a porosidade total dos materiais, obtida pelos ensaios de porosimetria por intrusão de mercúrio. A porosidade total é obtida multiplicando-se o volume total injetado na amostra por grama de solo pelo peso específico seco do solo.

Observa-se que, de forma geral, o percentual de microporos aumenta, enquanto que o percentual de mesoporos diminui conforme o grau de alteração do solo aumenta. Para o SR-N1 observa-se uma predominância nos mesoporos, enquanto que nos SR-N2 e SR-N3 predomina-se o percentual de microporos.

Pode-se dizer, ainda, que, em relação à porosidade total, os valores obtidos por meio dos ensaios de porosimetria por intrusão de mercúrio, são inferiores aos valores de porosidade obtida por meio dos índices físicos do solo (apresentados anteriormente), conforme Figura 72, possivelmente, devido à uma das limitações

do ensaio de porosimetria por intrusão de mercúrio que consegue apenas quantificar a porosidade interconectada do solo, não medindo os poros isolados (cercados por partículas sólidas).

Tabela 6 - Distribuição dos poros e porosidade total dos solos estudados

Solo	Microporos (%) ($<0,2 \mu\text{m}$)	Mesoporos (%) ($0,2 \mu\text{m} < \phi < 6,0 \mu\text{m}$)	Macroporos (%) ($>6,0 \mu\text{m}$)	Porosidade Total (%)
SR-N1-1	25,07	54,88	20,06	44,93
SR-N1-2	26,76	46,68	26,57	45,10
SR-N1-3	28,51	41,62	29,86	39,16
SR-N2-1	58,48	10,25	31,27	38,97
SR-N2-2	47,29	25,12	27,59	39,69
SR-N2-3	51,98	21,52	26,50	-
SR-N3-1	46,32	14,38	39,30	43,04
SR-N3-2	46,70	19,40	33,90	40,62
SR-N3-3	47,35	19,32	33,33	41,39

Conforme apresentado na Figura 72, os solos analisados apresentaram valores próximos de porosidade total de forma que não é possível estabelecer uma relação dos valores de porosidade total em relação ao grau de alteração do solo, por meio do comparativo dos valores obtidos pela relação dos índices físicos e pelo ensaio de intrusão de mercúrio.

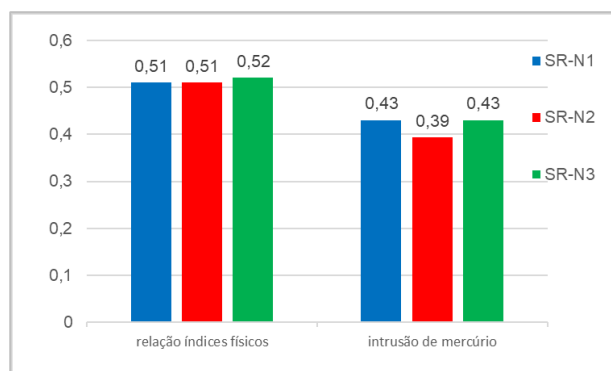


Figura 72 - Porosidade total em função do grau de alteração do solo

6.1.3. Ensaio de Resistividade

Os ensaios para se obter a resistividade foram realizados em amostras de solo indeformado, dos três solos estudados, ainda em seus amostradores bi-partidos, tendo 39 mm de diâmetro e 77 mm de comprimento, com duas placas de cobre de 37 mm de diâmetro posicionadas nas extremidades opostas dos corpos de prova, conectadas a dois multímetros (para ler a diferença de potencial imposta e a corrente elétrica obtida) e um circuito de variador de potência. A base do ensaio é medir a corrente e a tensão transmitida de uma placa de cobre para outra. A Figura 73 ilustra a configuração do ensaio de resistividade utilizado.



Figura 73 - Configuração do ensaio de resistividade

O ensaio consistiu em submeter os corpos de prova à saturação por capilaridade, e posterior secagem. Leituras de tensão (V), com incrementos de 10 volts, e corrente (A) foram realizadas, juntamente com a pesagem dos corpos de prova, à medida que secavam, de forma a se calcular a resistividade do solo em função da umidade e grau de saturação dos mesmos.

Foram realizados, ainda, ensaios com amostras de solo remoldadas, nos amostradores bi-partidos, com a finalidade de avaliar a influência do índice de vazios, assim como da distribuição de poros, na resistividade dos solos estudados.

6.1.3.1. Amostras indeformadas

As Figura 74, Figura 75 e Figura 76, apresentam os resultados dos ensaios de resistividade para os solos SR-N1, SR-N2 e SR-N3, respectivamente. Na figura (a) são apresentadas as leituras de tensão (V) e corrente (A), onde pode

ser observado que a inclinação das retas, correspondente à resistência do solo, aumenta conforme o teor de umidade do mesmo diminui, para os três solos estudados. Na figura (b) é observado que o valor da resistividade dos solos diminui conforme o teor de umidade aumenta.

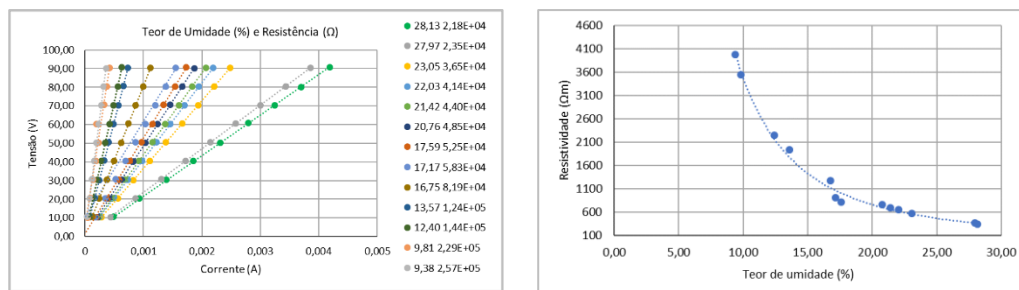


Figura 74 – Gráficos resultantes do ensaio de resistividade – SR-N1 (a) Tensão versus corrente. (b) Resistividade versus teor de umidade.

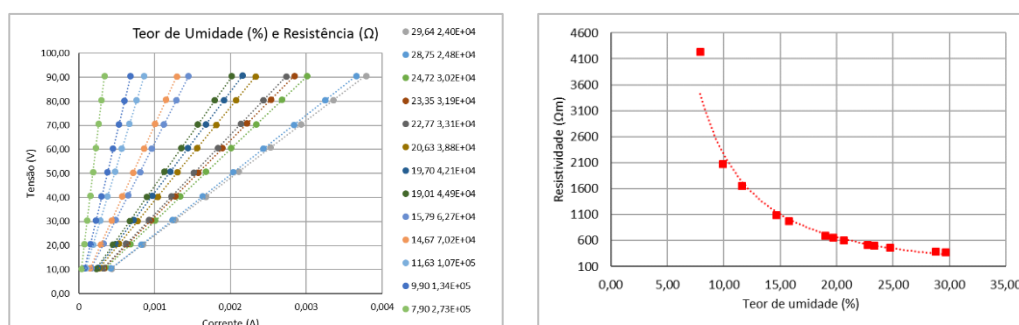


Figura 75 – Gráficos resultantes do ensaio de resistividade – SR-N2 (a) Tensão versus corrente. (b) Resistividade versus teor de umidade.

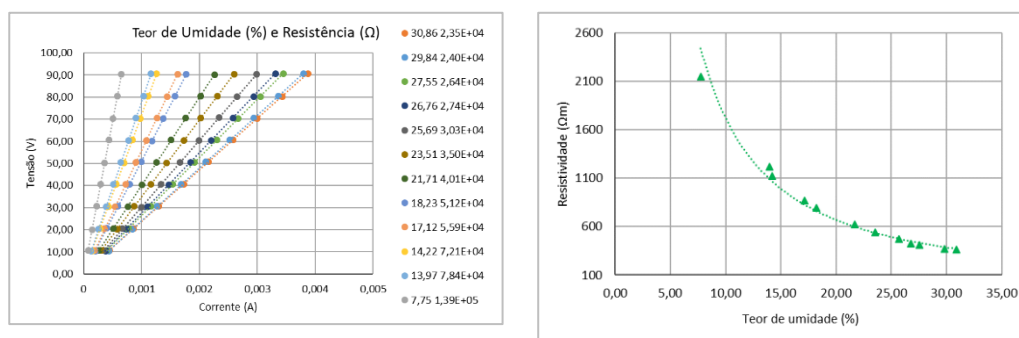


Figura 76 – Gráficos resultantes do ensaio de resistividade – SR-N3 (a) Tensão versus corrente. (b) Resistividade versus teor de umidade.

A Tabela 7, Tabela 8 e Tabela 9 apresentam os dados dos ensaios de resistividade para os corpos de prova indeformados.

As Figura 77 e Figura 78 apresentam os resultados consolidados para os três solos indeformados, SR-N1, SR-N2 e SR-N3, onde pode ser observado, conforme esperado, que a resistividade do solo diminui à medida que o teor de água, o grau de saturação e o grau de intemperismo (relacionado ao tamanho dos poros) aumentam.

Quando comparado a resistividade com o grau de intemperismo, pode-se observar um comportamento associado à distribuição do tamanho da partícula, o que significa que, quanto menor o teor de água, maior é a resistividade, para os solos granulares (SR-N1) do que os solos silto-argilosos (SR-N2 e SR-N3). Isso ocorre porque o solo argiloso tende a apresentar uma interação entre a água e a partícula do solo maior do que o solo granular, atingindo um maior nível de umidade. E também, está associado ao tamanho dos vazios das amostras que, apesar das características heterogêneas dos solos, quanto mais intemperizado o solo, menores os poros, facilitando a passagem da corrente elétrica pelo solo, conforme observado nos resultados da porosimetria.

Tabela 7 - Dados dos ensaios de resistividade – SR-N1

Solo	e	umidade (%)	resistividade média (Ωm)	S (%)
SR-N1	0,78	28,13	337,80	94,91
		27,97	364,78	94,39
		23,05	566,80	77,79
		22,03	643,03	74,34
		21,42	683,22	72,29
		20,76	752,31	70,04
		17,59	813,76	59,37
		17,17	904,12	57,94
		16,75	1270,88	56,51
		13,57	1928,53	45,79
		12,40	2240,00	41,84
		9,81	3549,97	33,09
		9,38	3980,27	31,66

Tabela 8 - Dados dos ensaios de resistividade – SR-N2

Solo	e	umidade (%)	resistividade média (Ωm)	S (%)
SR-N2	0,88	10,81	2128,81	32,93
		9,90	2074,08	30,17
		29,64	372,95	90,31
		29,25	383,20	89,11
		28,75	384,13	87,60
		24,72	468,26	75,32
		23,83	489,61	72,59
		23,35	495,06	71,14
		22,77	512,78	69,38
		20,63	602,42	62,86
		19,70	652,59	60,03
		19,01	696,88	57,93
		15,79	972,52	48,12
		14,67	1140,66	44,70
		12,23	1560,28	37,27
		11,84	1554,07	36,07
		11,63	1657,74	35,45
		7,90	4233,63	24,07

Tabela 9 - Dados dos ensaios de resistividade – SR-N3

Solo	e	umidade (%)	resistividade média (Ωm)	S (%)
SR-N3	0,98	7,75	2150,67	21,43
		6,81	2256,85	18,85
		30,86	364,75	85,38
		30,67	369,56	84,85
		29,84	372,34	82,56
		27,55	409,38	76,21
		26,76	425,70	74,02
		26,29	467,95	72,71
		25,69	470,67	71,07
		23,51	542,73	65,03
		22,47	609,62	62,17
		21,71	621,46	60,07
		18,23	793,60	50,44
		17,12	867,24	47,36
		14,66	1097,91	40,55
		14,22	1118,34	39,35
		13,97	1215,93	38,65
		8,63	2251,85	23,88

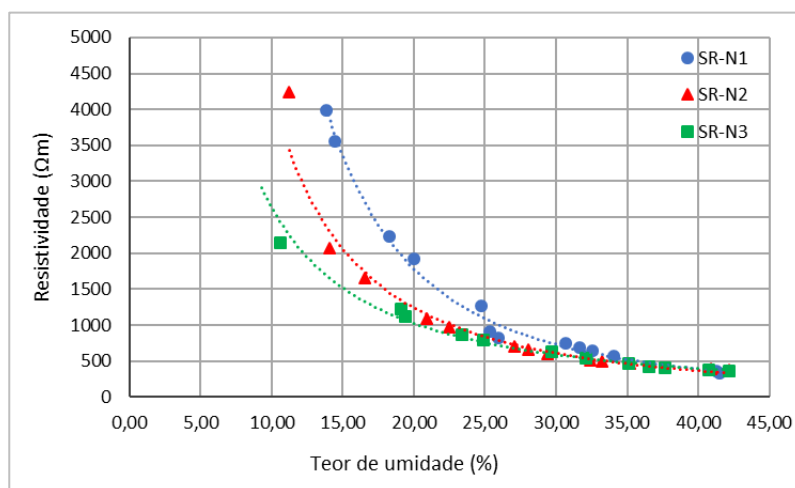


Figura 77 – Resistividade em função do teor de umidade volumétrica – SR-N1, SR-N2 e SR-N3

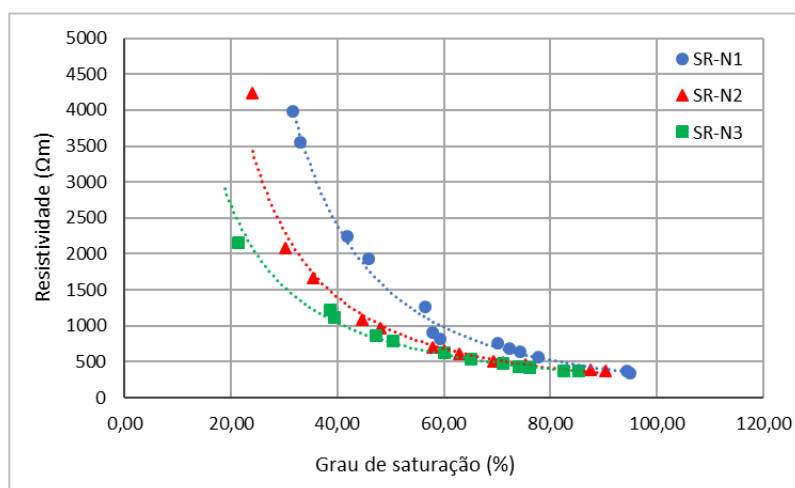


Figura 78 - Resistividade em função do grau de saturação – SR-N1, SR-N2 e SR-N3

6.1.3.2.Amostras remoldadas

De forma a avaliar a influência da estrutura na resistividade dos solos, por meio do índice de vazios e tamanho dos poros, foram realizados ensaios em amostras remoldadas, para os três solos estudados.

Num primeiro momento foram moldados dois corpos de prova, para cada solo estudado, tentando aproximar o índice de vazios dos solos indeformados, submetendo-se os corpos de prova à saturação por capilaridade, e posterior

secagem ao ar, com medidas de tensão e corrente, para o cálculo da resistividade, à medida que os corpos de prova iam perdendo umidade.

Num segundo momento foram moldados oito (8) corpos de prova, para cada solo estudado, tentando-se manter os mesmos teores de umidade, variando-se o índice de vazios entre estes, e realizando-se as medidas de tensão e corrente, para o cálculo da resistividade.

Na Figura 79 são apresentados os resultados de resistividade *versus* o teor de umidade volumétrica, dos ensaios realizados para os corpos de prova indeformados e remoldados, com índice de vazios se aproximando aos dos solos indeformados, para o SR-N1.

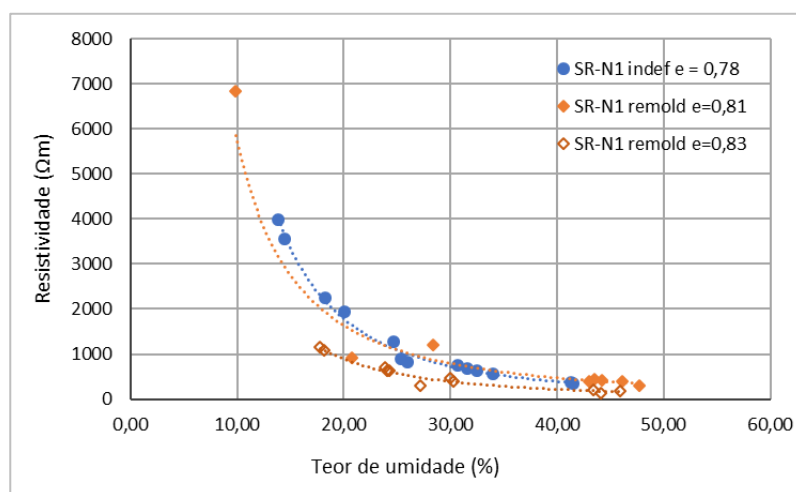


Figura 79 - Comparativo dos resultados de corpos de prova indeformados e remoldados – SR-N1

Observa-se que, para uma mesma umidade, o corpo de prova indeformado apresenta uma resistividade maior que os corpos de provas remoldados. Conforme observado por Boszczowski (2008), se os índices de vazios dos corpos de prova são próximos, essa diferença da resistividade pode estar relacionada à composição mineralógica das amostras, considerando que os solos residuais e, em particular o SR-N1, que herda características da rocha de origem, são bastante heterogêneos.

As Figura 80 e Figura 81 apresentam os resultados de resistividade *versus* o teor de umidade volumétrica, dos ensaios realizados para os corpos de prova indeformados e remoldados, para o SR-N2 e SR-N3.

Observa-se, para o SR-N2, que o índice de vazios do corpo de prova indeformado está entre os índices de vazios dos solos remoldados, porém os comportamentos das curvas são similares entre si. Apesar de os índices de vazios

dos corpos de prova remoldados, para o SR-N3, serem inferiores ao índice de vazios do corpo de prova indeformado, observa-se um comportamento similar entre as curvas dos solos remoldados do SR-N2 e SR-N3.

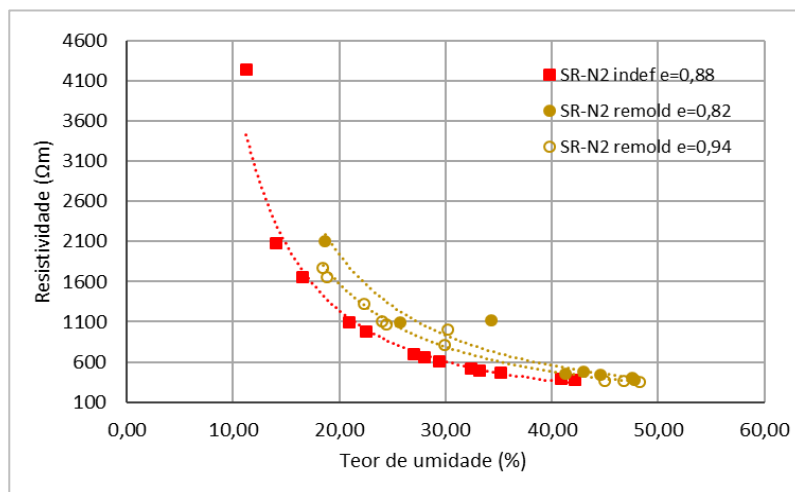


Figura 80 - Comparativo dos resultados de corpos de prova indeformados e remoldados – SR-N2

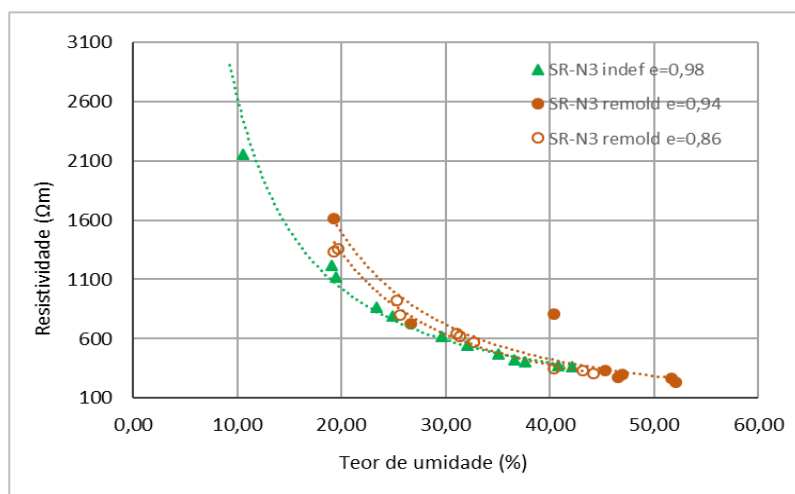


Figura 81 - Comparativo dos resultados de corpos de prova indeformados e remoldados – SR-N3

O comportamento das curvas dos solos remoldados, tanto para o SR-N2, quanto para o SR-N3, contrariam o observado anteriormente, para o SR-N1. A resistividade do solo, para um mesmo teor de umidade, é menor nos corpos de prova indeformados do que nos corpos de prova remoldados.

Por meio do comparativo entre os corpos de prova indeformados e remoldados, para os três solos estudados, pode-se dizer, conforme observado por Boszczowski (2008), que para os solos menos intemperizados a diferença entre a

condição indeformada e remoldada é superior à diferença para os solos mais alterados. Ou seja, a estrutura dos solos, relacionada ao índice de vazios do mesmo, exerce influência na resistividade dos solos.

A variação do índice de resistividade (IR) com o grau de saturação, conforme a equação $IR = \frac{\rho(S_r)}{\rho(S_r=1)} = S_r^{-x}$ (5-3), contribui para a identificação da distribuição do tamanho dos poros dos solos. Por meio de um gráfico bi-log de IR x S (%), é possível identificar a existência de micro, meso e macroporosidades na estrutura do solo (Worthington e Pallatt, 1989). Isso porque, a resistividade do solo é influenciada pela saturação do mesmo que, por sua vez, ocorre mais facilmente nos macroporos do que nos microporos.

A Figura 82 apresenta a variação do IR com o grau de saturação do solo, para os três solos estudados.

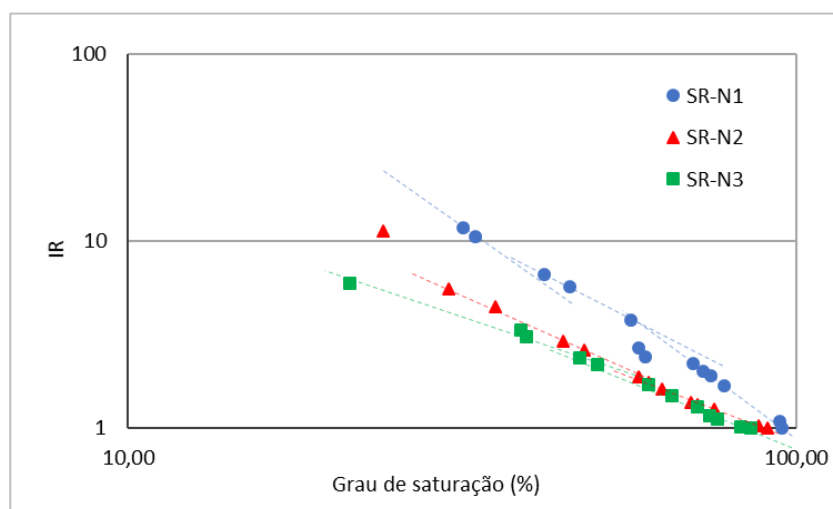


Figura 82 – Variação do IR com o grau de saturação – SR-N1, SR-N2 e SR-N3

É possível observar que, conforme esperado, a variação do IR com a saturação do solo apresenta mais de um trecho linear, para cada solo, relacionada à saturação de poros de diferentes tamanhos (micro, meso e macroporos), conforme resultados obtidos nos ensaios de porosimetria por intrusão de mercúrio, apresentados anteriormente. Observa-se, ainda, uma maior heterogeneidade no solo menos intemperizado, representada por maiores mudanças de linearidade, relacionada às características estruturais e mineralógicas do solo mais próximas à rocha de origem.

Com base nos resultados encontrados, pode-se dizer os ensaios de resistividade contribuem para a caracterização da estrutura dos solos.

6.1.3.3. Relação entre resistividade e curva de retenção do solo

Todos os parâmetros que influenciam a resistividade elétrica dos solos como estrutura, mineralogia e composição, influenciam também a sucção dos solos (Boszczowski, 2008).

Os dados para elaboração das curvas de retenção, para os três solos estudados, foram obtidos utilizando o método do papel filtro (Marinho, 1994), e fizeram parte da dissertação de mestrado de Silva (2017). A metodologia escolhida foi determinar apenas a curva de secagem do material. As amostras indeformadas foram moldadas em anéis metálicos com 4,7 cm de diâmetro e 2,1 cm de altura. As amostras foram, inicialmente, saturadas por capilaridade e posteriormente secas ao ar até a massa arbitrada.

As curvas de retenção, para os três solos estudados, foram ajustadas pelo modelo bimodal de Gitirana e Fredlung (2004), por Viana (2017), e são apresentadas na Figura 83.

A curva de retenção do solo pode apresentar um formato unimodal ou bimodal, dependendo da estrutura, da distribuição do tamanho dos poros do solo. Por meio das curvas de retenção solo-água observou-se que os três solos estudados apresentaram comportamento bimodal.

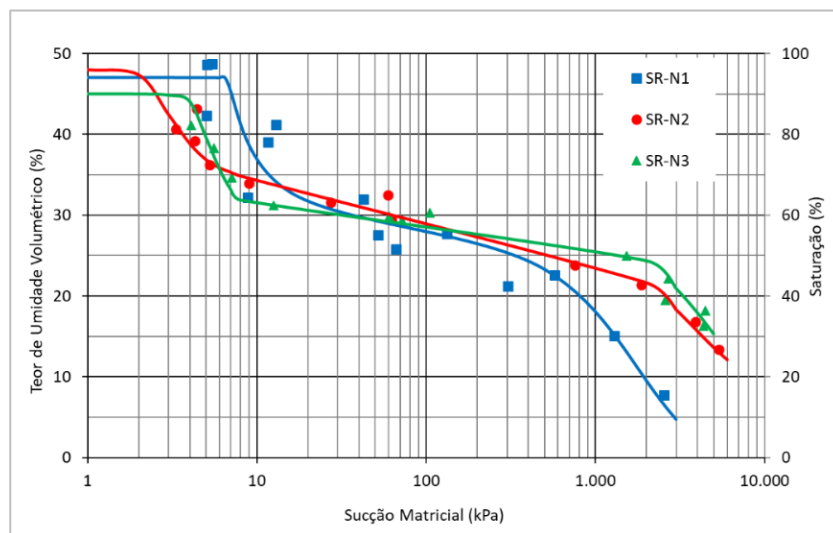


Figura 83 - Curva de Retenção - Modelo Gitirana e Fredlung

Para estabelecer uma relação entre a resistividade e a sucção matricial do solo, para os três solos estudados, os resultados obtidos nos ensaios de

resistividade foram representados em conjunto com a curva de retenção dos solos, conforme apresentado na Tabela 10 e Figura 84.

Tabela 10 - Valores de resistividade e sucção mátrica correspondentes aos pontos de entrada de ar

Pontos de entrada de ar	SR-N1		SR-N2		SR-N3	
	Resistividade (Ω m)	Sucção (kPa)	Resistividade (Ω m)	Sucção (kPa)	Resistividade (Ω m)	Sucção (kPa)
1º	364,8	8,0	468,3	7,0	467,9	6,0
2º	1.210,9	130,0	1.140,7	2.400,0	867,2	2.500,0

Embora a relação entre resistividade e teor de água volumétrica não seja linear, a relação entre a resistividade do solo e a sucção matricial, para os três solos estudados, segue o comportamento observado nas curvas de retenção de água no solo obtidas. Ou seja, para os três solos estudados observa-se um comportamento bimodal, associado à presença de uma estrutura com micro e macroporos.

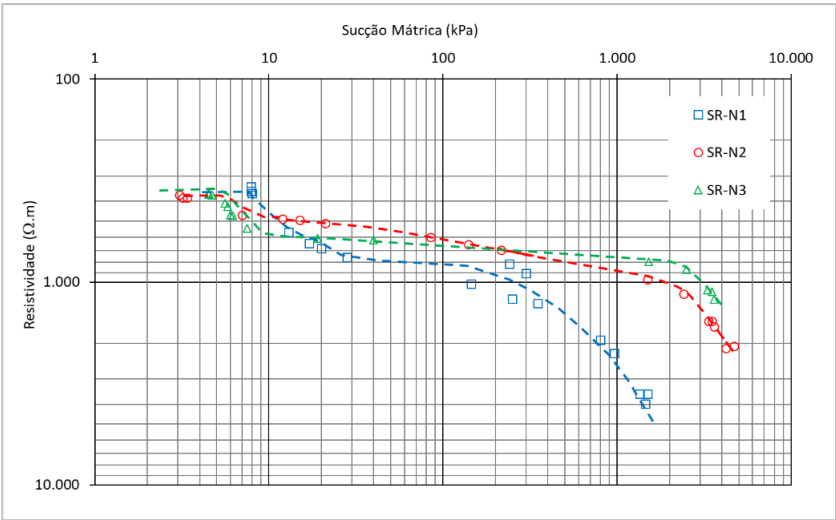


Figura 84 - Resistividade do solo x curva de retenção

As Figura 85, Figura 86, Figura 87, Figura 88, Figura 89 e Figura 90 apresentam os resultados da resistividade do solo em função da sucção mátrica, e dos resultados obtidos pela porosimetria por intrusão de mercúrio, considerando tanto o volume injetado acumulado de mercúrio, como a distribuição incremental dos diâmetros dos poros, para os três solos estudados.

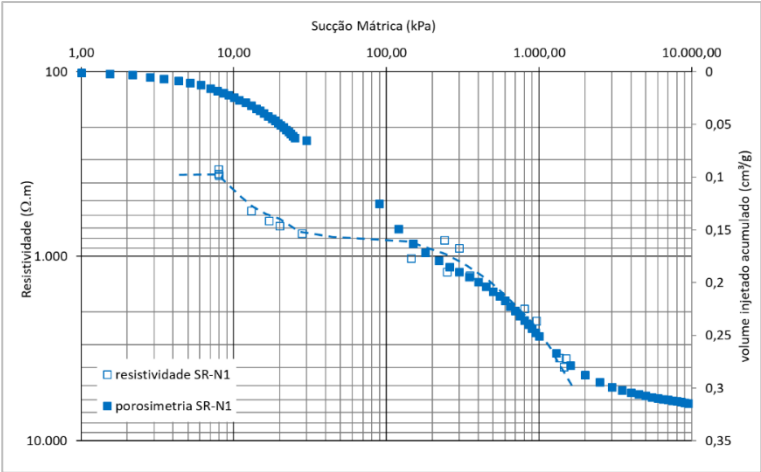


Figura 85 - Resistividade do solo x porosimetria (volume injetado) – SR-N1

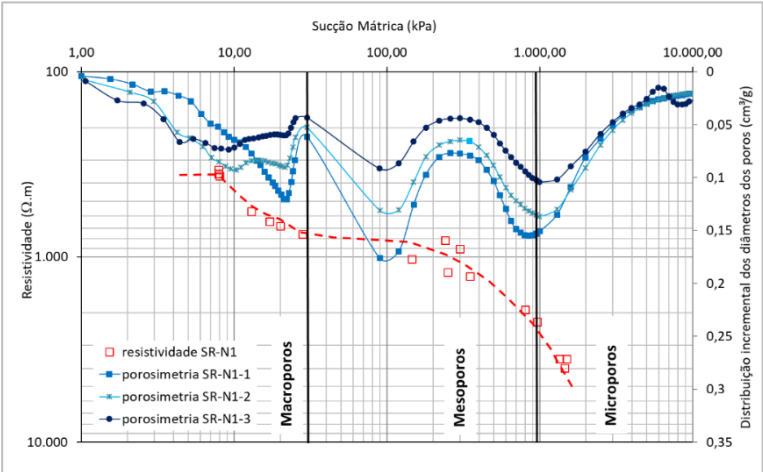


Figura 86 - Resistividade do solo x porosimetria (distribuição incremental diâmetros) – SR-N1

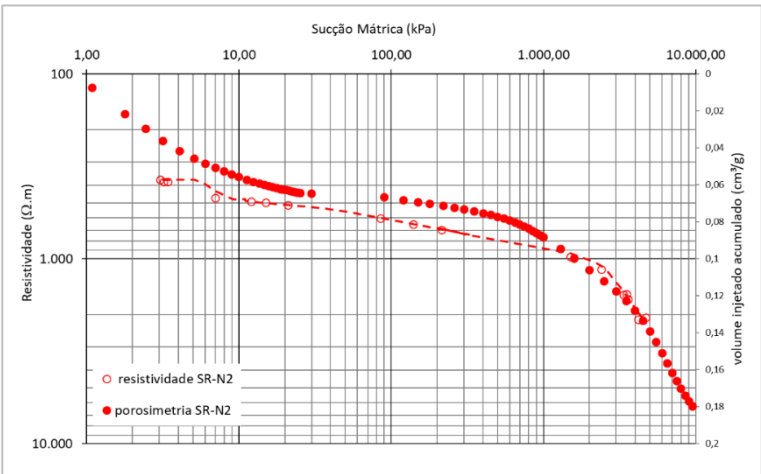


Figura 87 - Resistividade do solo x porosimetria (volume injetado) – SR-N2

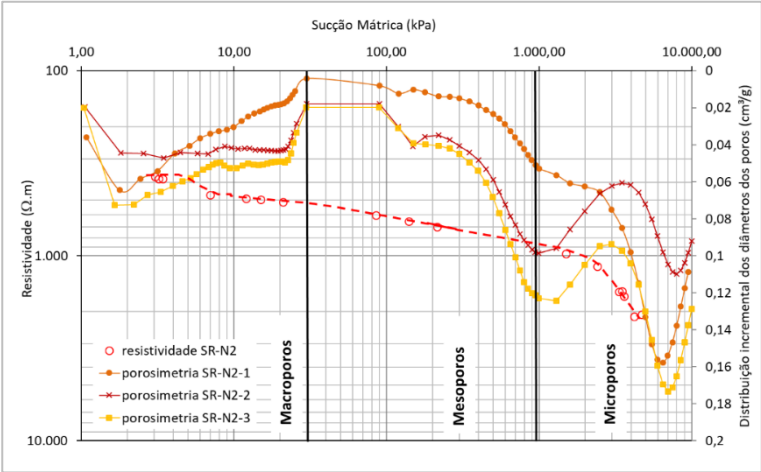


Figura 88 - Resistividade do solo x porosimetria (distribuição incremental diâmetros) – SR-N2

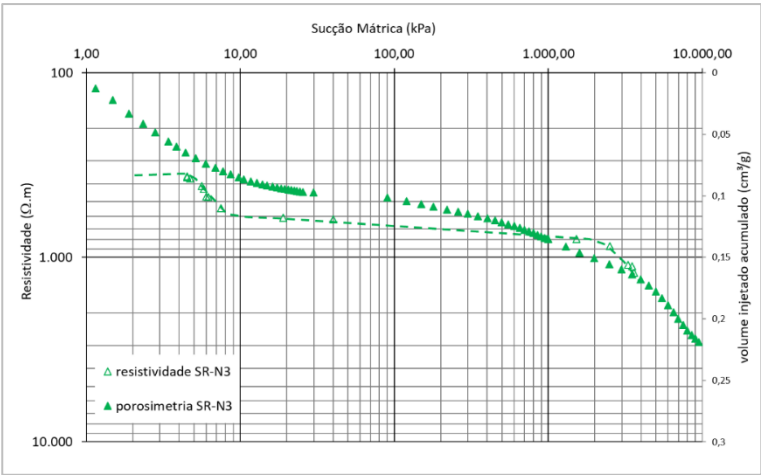


Figura 89 - Resistividade do solo x porosimetria (volume injetado) – SR-N3

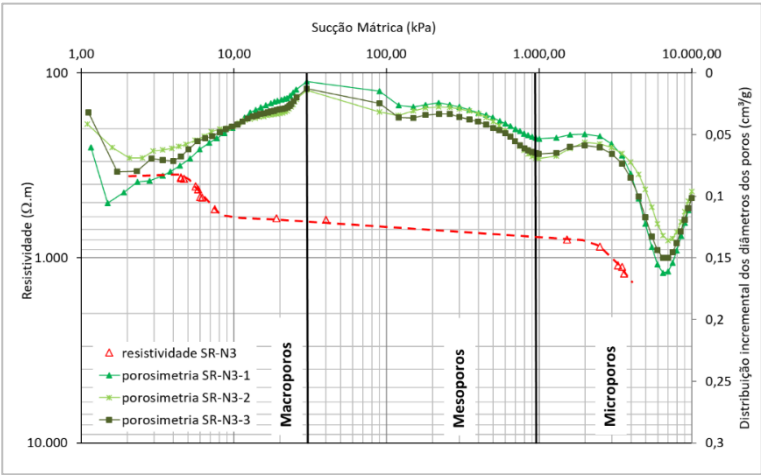


Figura 90 - Resistividade do solo x porosimetria (distribuição incremental diâmetros) – SR-N3

Nas figuras correspondentes ao volume injetado acumulado, observa-se uma tendência de comportamento semelhante nas curvas, para valores de sucção mais elevados, correspondentes à valores baixos de saturação do solo.

Observando-se as figuras que relacionam a distribuição incremental de diâmetros dos solos, pode-se dizer que o primeiro ponto de entrada de ar, correspondente às baixas sucções, pode ser associado à dessaturação dos macroporos, enquanto o segundo ponto de entrada de ar, associado à maior sucção, pode ser associado à dessaturação dos microporos, com exceção do SR-N1, onde o segundo ponto de entrada de ar está associado à dessaturação dos mesoporos. Considerando que a condutividade elétrica do solo depende da quantidade de água presente nos poros e que eles devem estar conectados, a dessaturação dos macroporos aumenta a resistividade elétrica do solo.

A relação entre resistividade elétrica e sucção matricial do solo tende a permanecer linear entre o primeiro e o segundo ponto de entrada de água, associado ao micro e mesoporos preenchidos e conectados pela água, facilitando a condução de corrente elétrica. No ponto de entrada de ar nos microporos, ocorre uma descontinuidade dos caminhos da água no solo, dificultando a condutividade elétrica, aumentando a resistividade do mesmo. Isso significa, como esperado, conforme o teor de água volumétrica diminui, a sucção matricial aumenta e a condutividade elétrica diminui, aumentando a resistividade. Também pode ser observada uma relação entre o grau de intemperismo do solo, considerando que, quanto maior a alteração do solo, menores são os poros e a resistividade do solo.

Os resultados obtidos neste trabalho demonstraram uma relação entre a curva de retenção de água do solo e a resistividade do solo, apresentando o mesmo comportamento bimodal das curvas, aumentando a resistividade à medida que a sucção aumenta e o teor de água volumétrica diminui, conforme esperado. Também pode ser observada uma relação entre o grau de intemperismo do solo, considerando que, quanto maior a alteração do solo, menores são os poros (maior quantidade de microporos a partir dos ensaios de porosimetria por intrusão de mercúrio) e menor a resistividade do solo.

6.2.Caracterização química

Por meio das análises químicas totais e parciais é possível estabelecer relações moleculares entre diversas substâncias químicas presentes no solo, provenientes da decomposição dos minerais, oriundos do processo de intemperismo das rochas que dá origem aos solos.

Estas relações moleculares são conhecidas como índices de intemperismo químico. Falcão (1984), apresenta alguns destes índices encontrados na literatura:

$$K_i = S_a = \text{SiO}_2 / \text{Al}_2\text{O}_3$$

$$K_r = S_{af} = \text{SiO}_2 / (\text{Al}_2\text{O}_3 + \text{Fe}_2\text{O}_3)$$

$$S_f = \text{SiO}_2 / \text{Fe}_2\text{O}_3$$

$$b_a = (\text{K}_2\text{O} + \text{Na}_2\text{O} + \text{CaO}) / \text{Al}_2\text{O}_3$$

$$b_{a1} = (\text{K}_2\text{O} + \text{Na}_2\text{O}) / \text{Al}_2\text{O}_3$$

$$b_{a2} = (\text{CaO} + \text{MgO}) / \text{Al}_2\text{O}_3$$

$$b_{a3} = (\text{K}_2\text{O} + \text{Na}_2\text{O} + \text{MgO}) / \text{Al}_2\text{O}_3$$

$$a = \text{K}_2\text{O} / \text{Na}_2\text{O}$$

$$b = \text{Al}_2\text{O}_3 / \text{Fe}_2\text{O}_3$$

$$b_1 = \text{Al}_2\text{O}_3 / \text{TiO}_2$$

$$K = K_i \text{ do material} / K_i \text{ da rocha sã}$$

$$B = b_a \text{ do material} / b_a \text{ da rocha sã}$$

$$\beta = b_{a1} \text{ do material} / b_{a1} \text{ da rocha sã}$$

Os índices K_i e K_r devem ser determinados a partir dos resultados da análise química por ataque sulfúrico, pois esta considera apenas os minerais secundários enquanto a análise química total considera os minerais primários em seus resultados. Ainda, de acordo com Falcão (1984), os índices K_i , K_r e S_f são mais apropriados para avaliar o intemperismo de rochas de caráter básico, pois para as rochas de caráter ácido, com a evolução do intemperismo, a sílica se concentra também sob a forma de quartzo, provocando um acréscimo nestes índices quando, na realidade, eles são máximos no material de origem. Os demais índices de intemperismo são determinados com os resultados da análise química total.

6.2.1. Análise Química Total

Foram realizadas duas análises químicas totais, nas rochas e nos solos, no CETEM. A primeira foi realizada com a fração passante na peneira #40, e a segunda foi feita com o material como um todo, homogeneizado e moído. Por meio das análises químicas totais foi possível determinar os teores de sílica (SiO_2), alumina (Al_2O_3), óxido de titânio (TiO_2), ferro (Fe_2O_3), cálcio (CaO), magnésio (MgO), sódio (Na_2O), potássio (K_2O) e trióxido de enxofre (SO_3), presentes nos solos, conforme apresentado na Tabela 11.

Tabela 11 - Resultados da análise química total - % (CETEM)

Amostra	Na ₂ O	MgO	Al ₂ O ₃	SiO ₂	SO ₃	K ₂ O	CaO	TiO ₂	Fe ₂ O ₃
RS ²	3,8	0,48	18,4	67,0	-	5,5	1,4	0,35	2,2
RPA ²	1,5	0,47	18,9	68,5	-	4	0,46	0,35	2,4
RA ²	0,52	0,37	21,1	65,8	-	5,3	<0,1	0,27	2,0
SR-N1	0,3	0,3	30,7	52,8	0,04	5,1	0,1	0,4	3,3
SR-N1 ²	0,17	0,28	25,8	63,6	-	2,6	<0,1	0,3	2,1
SR-N2	0,04	0,4	35,6	40,4	0,2	0,7	1,1	0,5	6,2
SR-N2 ²	<0,1	0,19	34,4	52,5	-	0,61	<0,1	0,45	3,7
SR-N3	0,05	0,2	36,8	40,5	0,2	0,4	0,03	0,9	8,1
SR-N3 ²	<0,1	0,35	35,3	48,6	-	0,42	<0,1	0,63	4,6

² - segunda análise

Foram realizadas, adicionalmente, análises químicas totais, nos solos de interesse, na PUC-Rio e na UENF. Ambas foram realizadas com o solo como um todo, homogeneizado e moído. Por meio das análises químicas totais foi possível determinar os teores de sílica (SiO₂), alumina (Al₂O₃), óxido de titânio (TiO₂), ferro (Fe₂O₃), cálcio (CaO), potássio (K₂O) e trióxido de enxofre (SO₃), presentes nos solos, conforme apresentado na Tabela 12 e na Tabela 13, respectivamente.

Tabela 12 - Resultados da análise química total - % (PUC-Rio)

Amostra	Na ₂ O	MgO	Al ₂ O ₃	SiO ₂	SO ₃	K ₂ O	CaO	TiO ₂	Fe ₂ O ₃
RS	-	-	30,17	60,23	0,30	5,49	1,26	0,43	2,00
RPA	-	-	41,79	51,41	0,38	3,85	0,49	0,34	1,67
RA	-	-	42,46	50,86	0,31	5,25	-	0,19	0,87
SR-N1	-	-	46,62	46,42	0,33	4,67	-	0,27	1,64
SR-N2	-	-	52,80	42,12	0,32	0,98	-	0,47	3,32
SR-N3	-	-	53,73	38,23	0,46	0,89	-	1,01	5,63

- não detectado

Tabela 13 - Resultados da análise química total - % (UENF)

Amostra	Na ₂ O	MgO	Al ₂ O ₃	SiO ₂	SO ₃	K ₂ O	CaO	TiO ₂	Fe ₂ O ₃
RS	-	-	20,57	61,49	1,64	9,97	2,71	0,63	2,88
RPA	-	-	36,32	52,20	1,59	5,97	1,12	0,48	2,09
RA	-	-	31,73	53,30	1,56	10,63	-	0,49	2,22
SR-N1	-	-	33,24	53,87	1,64	7,91	-	0,48	2,75
SR-N2	-	-	42,08	48,49	1,46	1,67	-	0,79	5,46
SR-N3	-	-	41,32	43,95	1,66	1,59	-	1,61	9,80

- não detectado

Por meio das análises químicas totais realizadas, pode-se observar um mesmo comportamento na composição mineral dos materiais, mesmo havendo uma diferença nos valores obtidos em cada análise realizada, possivelmente devido à heterogeneidade dos materiais estudados. Observa-se a formação dos argilominerais, por meio do aumento dos percentuais dos hidróxidos de ferro e alumínio, e da diminuição dos percentuais de sílica, potássio, cálcio, conforme aumenta o grau de alteração no solo. Isso porque os álcalis Na, Mg, K e Ca são lixiviados em qualquer condição de pH, enquanto que o Al e o Fe vão se acumulando. O K é liberado pelo feldspato e lixiviado pelo solo. A Si se combina com o Al para formar a caulinita.

Por meio das análises químicas totais foi possível determinar os índices de intemperismo químico para os solos estudados, conforme apresentado na Tabela 14 e Figura 91.

Tabela 14 - Índices de intemperismo químico - CETEM

Amostra	ba	ba ₁	ba ₂	ba ₃	a	b	b ₁	K	B	β
RS	0,80	0,66	0,21	0,73	0,95	13,12	41,23	1,00	1,00	1,00
RPA	0,40	0,36	0,11	0,42	1,76	12,35	42,35	1,00	0,50	0,54
RA	0,31	0,31	0,04	0,36	6,72	16,55	61,29	0,86	0,39	0,47
SR-N1	0,12	0,12	0,03	0,15	10,09	19,27	67,45	0,68	0,15	0,18
SR-N2	0,02	0,02	0,01	0,04	10,06	14,58	59,96	0,42	0,03	0,03
SR-N3	0,02	0,02	0,03	0,04	5,54	12,04	43,95	0,38	0,02	0,02

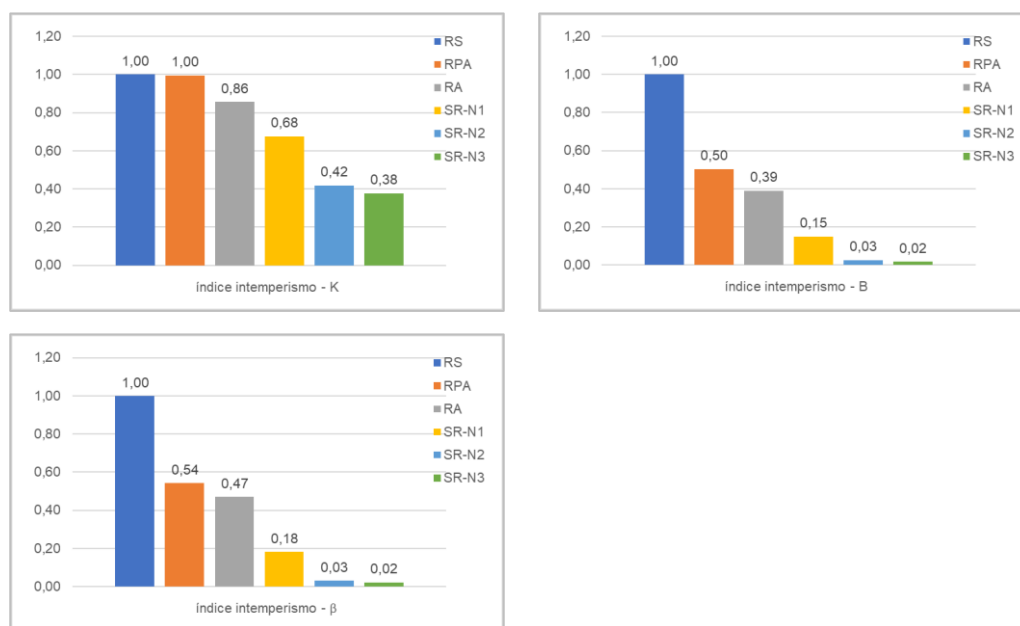


Figura 91 – Variação dos índices de intemperismo químico com o grau de intemperismo do material

Observa-se que, quanto menor o índice I_a , por exemplo, mais intemperizado é o material, pois ocorre a lixiviação dos álcalis (K, Na e Ca) e a concentração do Al_2O_3 . De acordo com os índices de intemperismo K, B e β , relacionados à rocha mãe, observa-se que os índices diminuem conforme aumenta o intemperismo do material.

6.2.2. Análise Química Por Ataque Sulfúrico

Foram realizadas análises químicas por ataque sulfúrico, seguindo o método de preparação proposto no Manual de Métodos de Análise de Solo (EMBRAPA, 2011), utilizando-se 100g de amostra seca de cada solo, destorroada, homogeneizada e peneirada na peneira #10 (2mm). Os resultados dos ensaios de complexo sortivo, ataque sulfúrico e carbono orgânico, além das relações moleculares K_i e K_r , relacionadas ao grau de intemperismo do solo, são apresentados na Tabela 15.

Observa-se, por meio dos resultados das análises de complexo sortivo, valores baixos de cátions trocáveis (retidos nos argilominerais) e valor S (soma de bases: Ca, Mg, K e Na), indicando baixa atividade das argilas. Por meio das análises de ataque por ácido sulfúrico, pode-se observar um aumento nos teores de Si, Al e Fe, conforme o grau de alteração do solo, pois os mesmos estão relacionados aos argilominerais presentes. Observa-se, ainda, valores de K_i abaixo de 2,0, indicando a presença da caulinita e outro componente, que pode ser um amorfo, sendo o argilomineral de baixa atividade (Antunes, 2017).

Tabela 15 - Resultados da análise química por ataque sulfúrico

	Complexo Sortivo - cmol _c /kg								
Amostra	Ca ²⁺	Mg ²⁺	K ⁺	Na ⁺	Valor S (soma)	Al ³⁺	H ⁺	Valor T	C (orgânico) g/kg
RA	0	1,0	0,2	0,05	1,2	0,1	0,1	1,4	0,9
SR-N1	0,9	0,9	0,18	0,11	1,2	1,1	1,4	3,7	2,3
SR-N2	0,8	0,8	0,04	0,08	0,9	2,1	2,0	5,0	2,8
SR-N3	0,9	0,9	0,02	0,08	1,0	2,2	2,4	5,6	2,3
	Ataque sulfúrico g/kg				Relações Moleculares				
Amostra	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	TiO ₂	SiO ₂ /Al ₂ O ₃ (K_i)	SiO ₂ /R ₂ O ₃ (K_r)		Al ₂ O ₃ / Fe ₂ O ₃	
RA	66	100	23	2,3	1,12	0,98		6,83	
SR-N1	147	133	30	2,5	1,88	1,64		6,96	
SR-N2	255	245	45	3,7	1,77	1,58		8,55	
SR-N3	212	207	58	6,4	1,74	1,48		5,6	

O ensaio de ataque sulfúrico destrói os minerais secundários (argilominerais, oxi-hidróxido de ferro e de alumínio) e amorfos de Si, Al e Fe, presentes no solo. Dessa forma, considerando-se os resultados de teor de sílica, obtidos pelo ataque sulfúrico, é possível estimar o percentual de caulinita nas amostras analisadas, sabendo-se que 100% de caulinita correspondem a 46,69% de sílica (SiO_2) (Antunes, 2016).

Sendo assim, conforme Tabela 16, observa-se que o percentual de caulinita tende a aumentar quanto maior o grau de alteração do material.

Tabela 16 - Relação de teor de sílica com percentual de caulinita no solo

Amostra	SiO ₂ (%)	Caulinita (%)
RA	6,6	14,14
SR-N1	14,7	31,48
SR-N2	25,5	54,62
SR-N3	21,2	45,41

6.2.3.Determinação do pH

O ensaio para a determinação do pH foi realizado com suspensão dos solos tanto em água destilada quanto em solução aquosa saturada de KCl, conforme apresentado na Tabela 17. Observa-se que o pH dos solos é ácido. Observa-se, pela diferença de pH, ΔpH ($\text{pH}_{\text{KCl}} - \text{pH}_{\text{H}_2\text{O}}$), valores negativos para todos os solos analisados, indicando retenção de cátions. Valores de ΔpH ($\text{pH}_{\text{KCl}} - \text{pH}_{\text{H}_2\text{O}}$) positivos indicam a predominância dos óxi-hidróxidos de ferro e alumínio, enquanto valores negativos são indicativos do predomínio de argilas silicatadas (Camapum de Carvalho, 2004).

Tabela 17 - Relação do pH em água e em solução KCl

Amostra	pH (1:2,5)		ΔpH ($\text{pH}_{\text{KCl}} - \text{pH}_{\text{H}_2\text{O}}$)
	Água	KCl	
RA	5,5	4,5	-1,0
SR-N1	4,7	4,2	-0,5
SR-N2	4,5	4,1	-0,4
SR-N3	4,5	4,0	-0,5

Os valores de pH obtidos, podem-se relacionar, ainda, com o grau de floculação dos solos estudados. Pois, segundo Camapum de Carvalho (2004), na interação entre partículas de argila, os fenômenos de agregação e dispersão

ocorrem em função da maior ou menor importância das forças de repulsão em relação às de atração, sendo que a floculação, geralmente, só ocorre quando as forças repulsivas entre as partículas são fracas. As forças de repulsão aumentam com o aumento do pH e diminuem com a sua redução. Dessa forma, conforme apresentado anteriormente, pode-se observar uma diminuição nos valores de pH no solo, conforme o seu grau de alteração, observado também nos ensaios realizados sem a solução defloculante, conforme apresentado na Figura 61.

6.2.4. Índice de Perda ao Fogo

Foi realizado, no Laboratório de Geotecnia e Meio Ambiente da PUC-Rio, o procedimento de perda por aquecimento (PPA), que consiste em colocar o solo na mufla, para que ocorra a perda de água estrutural do solo, e calculada pela diferença de peso do solo antes e depois de ser aquecido. Os resultados obtidos, para três amostras de cada material, são apresentados na Tabela 18.

Observa-se que o percentual tende a aumentar conforme aumenta o grau de alteração no material. Isto porque, o índice de perda ao fogo está diretamente relacionado ao grau de alteração dos minerais e à formação dos argilominerais e hidróxidos de ferro e alumínio (Boszczowski, 2008).

Tabela 18 - Resultados dos ensaios de perda ao fogo

Amostra	PPA (%)		
RA	3,3	3,2	3,6
SR-N1	5,1	4,9	5,1
SR-N2	9,0	9,0	9,0
SR-N3	8,7	8,6	8,6

6.3. Caracterização mineralógica e microestrutural

A caracterização mineralógica e microestrutural das amostras foi feita a partir dos resultados da lupa binocular, difração de raios-X, análise termo-diferencial e termo-gravimétrica, microscopia eletrônica de varredura e microtomografia computadorizada.

6.3.1. Lupa Binocular

A análise mineralógica utilizando-se a lupa binocular foi realizada na fração pedregulho e areia dos solos, separadas em: fração grossa (0,6 a 2,0 mm), média (0,2 a 0,6 mm) e fina (0,06 a 0,2 mm). Para tal, foi realizado o peneiramento: sendo

a areia grossa o material passante na peneira #10 (2mm) e retido na peneira #40 (0,425); a areia média o material passante na peneira #40 e retido na peneira #60 (0,25mm); e a areia fina o material passante na peneira #60 e retido na peneira #200 (0,074mm).

Nas análises realizadas com a lupa binocular, para o material grosseiro (pedregulho) dos solos, observou-se para o SR-N1 a presença de feldspato de coloração branca intensa, quartzo anguloso (não tão transparente) com incrustação de feldspato, proveniente da rocha de origem, além de quartzo transparente, e alguma mica biotita alterada. O material branco, presente nos grãos, são agregados argilosos e feldspato alterado. Pode ser considerado um solo residual jovem bem intemperizado (Antunes, 2016).

Na amostra de SR-N2 foram observados grãos angulosos, com a predominância de quartzo transparente, com a mesma forma e incrustações (porém avermelhadas, devido à presença de óxido de ferro), alguma presença de feldspato bastante alterado, concreções argilosas, de caulinita, relacionadas à alteração do feldspato, alguma presença de mica biotita laminar muito alterada e grãos de quartzo com óxido de ferro aderido.

Para o SR-N3 foi observada grande quantidade de feldspato caulinizado, além de quartzo. O quartzo observado apresenta a mesma forma que o observado no SR-N1 e SR-N2, porém tem menos quartzo e mais feldspato alterado, que dá origem à fração argila do solo, do que no SR-N2.

Para o SR-N1, na fração areia grossa, foi observado cerca de 10% de quartzo e 90% de feldspato alterado, com agregados argilosos brancos e coloridos, alguma mica biotita e traços de magnetita (cerca de 1%). A amostra apresentou as mesmas características do pedregulho do SR-N1, grãos com incrustações de material argiloso. Na fração areia média do SR-N1 foi observado cerca de 5% de quartzo, cerca de 1 a 2% de magnetita (mais do que na fração grossa), e a predominância de feldspato, com mica biotita alterada. Na fração areia fina do SR-N1 foi observada mais mica biotita alterada, do que nas frações mais grossas, além de bastante feldspato alterado com agregados com óxido de ferro.

Na fração areia grossa do SR-N2 foram observados alguns grãos de quartzo transparentes, além de quartzo com bastante óxido de ferro e argila, grãos envolvidos por óxido de ferro e argila, alguns feldspatos esbranquiçados, alguma mica biotita e alguma magnetita. Não foi possível identificar muitos grãos de feldspato, possivelmente devido aos óxidos de ferro e argila envolvendo os grãos. Na fração areia média do SR-N2 foi observada alguma lâmina de mica biotita muito alterada, feldspato alterado envolvido em óxido de ferro com material

argiloso, bastante material argiloso e óxido de ferro. Na fração areia fina do SR-N2 foram observadas poucas lâminas de mica biotita muito alterada, além de um material bastante similar ao observado na fração de areia fina do SR-N1, o que indica que são provenientes da mesma rocha de origem. Foi observado muito material argiloso, menos óxido de ferro, grãos envolvidos em material argiloso, e alguma magnetita.

Na fração areia grossa do SR-N3 foi observado bastante quartzo com material incrustado, além de bastante óxido de ferro envolvendo grãos de feldspato e quartzo, alguma magnetita, e pouco material esbranquiçado. Observou-se que a fração areia grossa do SR-N3 se difere bastante da fração areia grossa do SR-N1. Na fração areia média do SR-N3 observou-se a presença de algum feldspato, concreções, grãos com óxido de ferro, alguns grãos de mica biotita alterado, agregados de argila manchados com óxido de ferro (provenientes da alteração do feldspato), e não foi observada magnetita. Na fração areia fina do SR-N3 foi observado feldspato alterado com óxido de ferro e argila (em menor quantidade do que na fração de areia média), algumas lâminas de mica biotita alterada, e mais argila do que no SR-N1 (onde foi observado mais silte). A principal diferença observada entre as frações de areia fina do SR-N3 e SR-N2 é o teor de óxido de ferro, que no SR-N2 é menor do que no SR-N3.

Por meio do observado na lupa binocular, pode-se dizer que os três solos estudados possuem mineralogia semelhante, com forma e coloração dos grãos iguais, o que indica que os materiais são solos residuais proveniente da mesma rocha de origem. Na Figura 92, Figura 93 e Figura 94 são apresentadas as imagens obtidas com a lupa ótica para as frações areia grossa, para os três solos estudados, onde Q corresponde ao quartzo, F ao feldspato, Mb à mica biotita e CA às concreções argilosas.



Figura 92 – Fração de areia grossa SR-N1

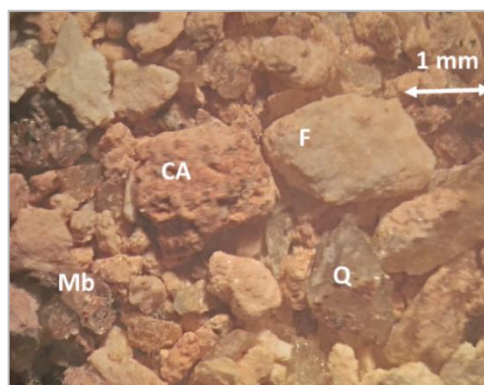


Figura 93 – Fração de areia grossa SR-N2

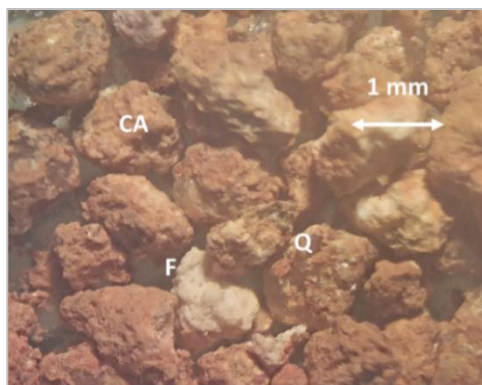


Figura 94 – Fração de areia grossa SR-N3

6.3.2. Difração de Raios-X

O ensaio de Difração de Raios-X (DRX) foi realizado no Laboratório de Difração de Raios-X (LDRX) do Departamento de Engenharia Química e de Materiais da PUC-Rio, com o objetivo de se identificar a composição mineralógica dos solos estudados.

Os resultados obtidos nas análises por difração de raios-X são apresentados na Tabela 19, Tabela 20, Tabela 21, Tabela 22, Tabela 23, Tabela 24 e Tabela 25. Os respectivos difratogramas são apresentados no Anexo 1.

Tabela 19 - Mineralogia por DRX - fração passante #40

Amostra	M	Ct	Gb	Ha	F	Q
SR-N1	X	X			X	X
SR-N2	X	X		X	X	X
SR-N3	X	X	X	X	X	X

M = Mica / Ct = Caulinita / Gb = Gibbsita / Ha = Halóisita / F = Feldspato / Q = Quartzo.

Tabela 20 - Mineralogia por DRX - fração total moída

Amostra	M	Ct	Gb	Ha	F	Q
RS	X				X	X
RPA	X		X		X	X
RA	X		X		X	X
SR-N1	X	X			X	X
SR-N2		X		X	X	X
SR-N3		X		X	X	X

M = Mica / Ct = Caulinita / Gb = Gibbsita / Ha = Halóisita / F = Feldspato / Q = Quartzo.

Foram realizadas análises no material esbranquiçado dos três solos estudados, além da rocha alterada, de forma a confirmar a presença da caulinita (feldspato alterado) no material, conforme apresentado na Tabela 21.

Tabela 21 - Mineralogia por DRX - fração branca

Amostra	M	Ct	Gb	Ha	F	Q
RA			X		X	
SR-N1	X	X		X	X	
SR-N2		X	X	X		
SR-N3		X		X		

M = Mica / Ct = Caulinita / Gb = Gipsita / Ha = Halóisita / F = Feldspato / Q = Quartzo.

Tabela 22 - Mineralogia por DRX - fração passante #200

Amostra	M	Ct	Gb	Ha	F	Q
SR-N1	X	X			X	X
SR-N2	X	X	X	X	X	X
SR-N3	X	X	X	X		X

M = Mica / Ct = Caulinita / Gb = Gipsita / Ha = Halóisita / F = Feldspato / Q = Quartzo.

Tabela 23 - Mineralogia por DRX - fração silte moída

Amostra	M	Ct	Gb	Ha	F	Q
SR-N1		X			X	X
SR-N2		X		X		X
SR-N3	X	X	X	X	X	X

M = Mica / Ct = Caulinita / Gb = Gipsita / Ha = Halóisita / F = Feldspato / Q = Quartzo.

Tabela 24 - Mineralogia por DRX - fração passante #400

Amostra	M	Ct	Gb	Ha	F	Q
SR-N1	X	X		X	X	X
SR-N2	X	X	X	X	X	X
SR-N3	X	X	X	X	X	X

M = Mica / Ct = Caulinita / Gb = Gipsita / Ha = Halóisita / F = Feldspato / Q = Quartzo.

Tabela 25 - Mineralogia por DRX - fração argila

Amostra	M	Ct	Gb	Ha	F	Q
SR-N1		X		X		
SR-N2		X		X		
SR-N3		X		X		

M = Mica / Ct = Caulinita / Gb = Gipsita / Ha = Halóisita / F = Feldspato / Q = Quartzo.

Por meio dos resultados obtidos pelas análises dos ensaios de difração de raios-X, pode-se observar a presença dos minerais primários na rocha sã, rocha parcialmente alterada e rocha alterada, como a mica biotita. Conforme o solo vai sendo alterado o feldspato presente vai se alterando, o que pode ser observado pela presença da caulinita no SR-N1, SR-N2 e SR-N3, além da gibsita no SR-N2. Observa-se, na fração branca dos solos analisada, a presença da caulinita, proveniente da alteração do feldspato. Na fração branca do SR-N3 foi observada, também, a presença da haloisita, mineral do grupo da caulinita, amorfizado, que influencia na capacidade de absorção de água do solo. Nas frações totais e de silte do SR-N1, SR-N2 e SR-N3, de modo geral, foi observada a presença de quartzo, feldspato e caulinita, o que corrobora com a rocha de origem, um gnaisse facoidal, sendo uma rocha quartzo-feldspática.

6.3.3. Análise Termo-Diferencial e Termo-Gravimétrica

Os resultados obtidos pela ATD e ATG, para a fração fina dos solos, são apresentados nas Figura 95, Figura 96 e Figura 97.

Por meio destes resultados pode-se observar, para o SR-N1, um pico acentuado em torno de 500°C, correspondente à queima da caulinita, com uma estimativa de representatividade de cerca de 7,5% do material. Para o SR-N2 observa-se um pico acentuado correspondente à queima da caulinita e, por meio dos percentuais, fica evidente uma queima de gibsita, com valores de 2,0% para gibsita e 11,9%, para caulinita. Para o SR-N3 observa-se dois picos principais, correspondentes à queima da gibsita e caulinita, respectivamente, com percentuais de 5,6% e 10,1%. Com base nessas análises, pode-se dizer que o percentual de caulinita, associado ao intemperismo do feldspato dos solos, aumenta conforme aumenta o grau de alteração do solo.

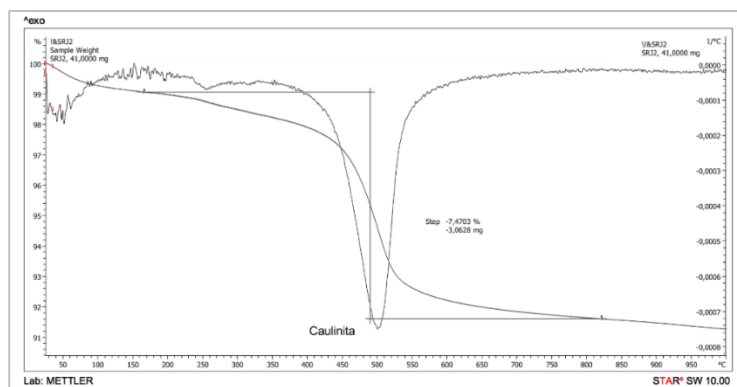


Figura 95 - ATD SR-N1 – material passante na peneira #40

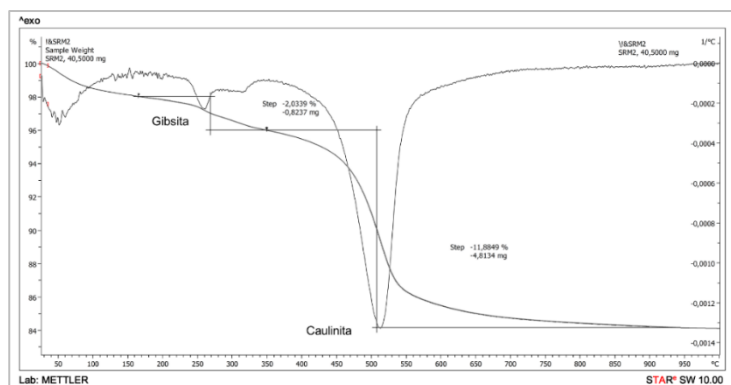


Figura 96 - ATD SR-N2 – material passante na peneira #40

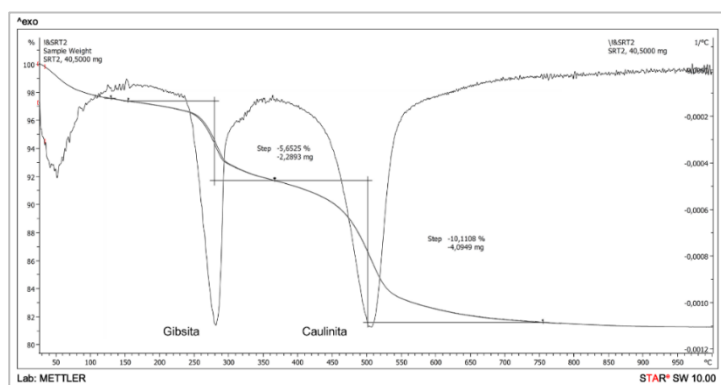


Figura 97 - ATD SR-N3 – material passante na peneira #40

As Figura 98, Figura 99, Figura 100, Figura 101, Figura 102 e Figura 103 apresentam os resultados das ATD para as amostras, homogêneas e moídas, de rocha sã (RS), rocha parcialmente alterada (RPA), rocha alterada (RA), SR-N1, SR-N2 e SR-N3, respectivamente.

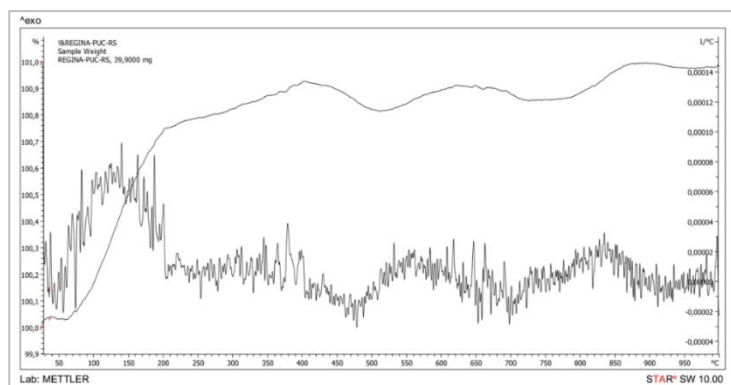


Figura 98 - ATD RS – material homogêneo e moído

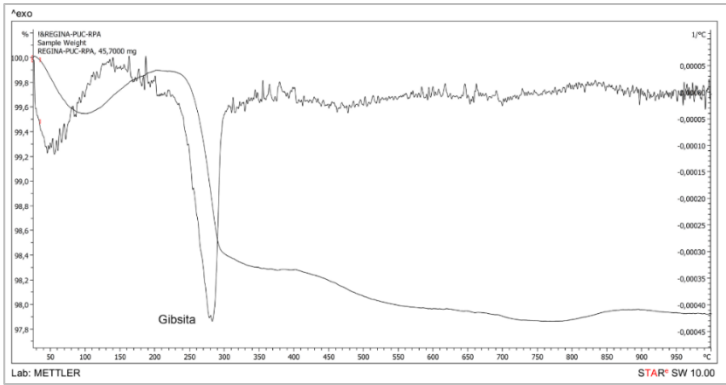


Figura 99 - ATD RPA – material homogeneizado e moído

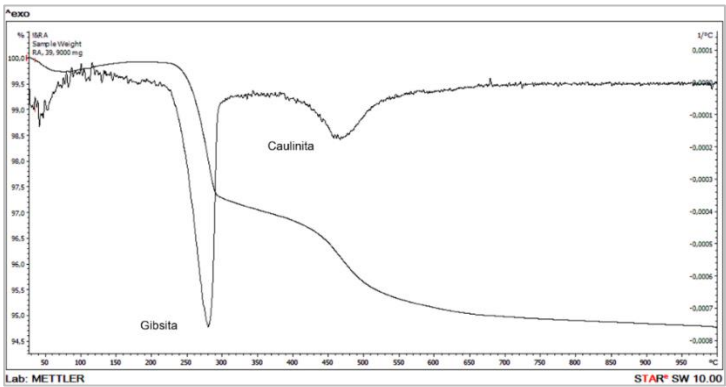


Figura 100 - ATD RA – material homogeneizado e moído

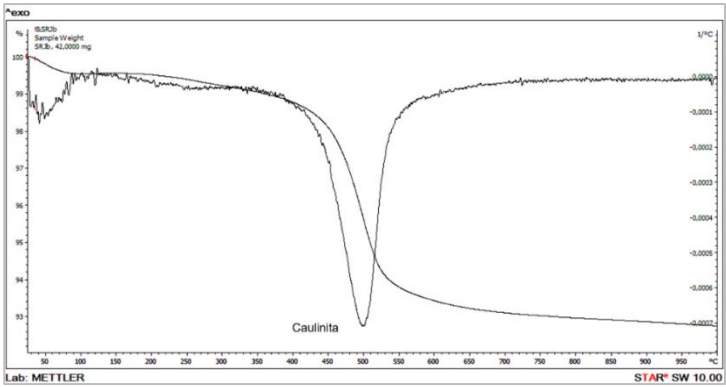


Figura 101 - ATD SR-N1 – material homogeneizado e moído

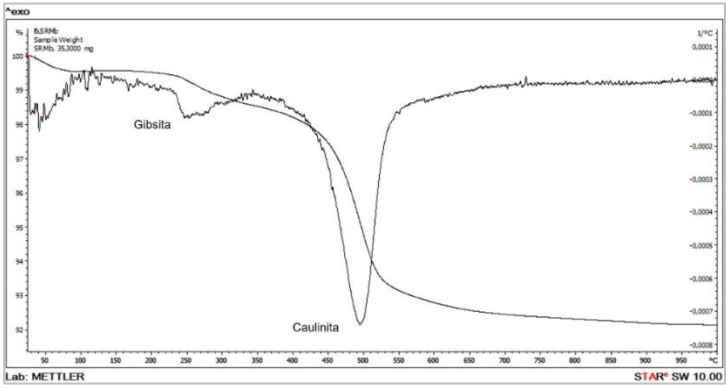


Figura 102 - ATD SR-N2 – material homogeneizado e moído

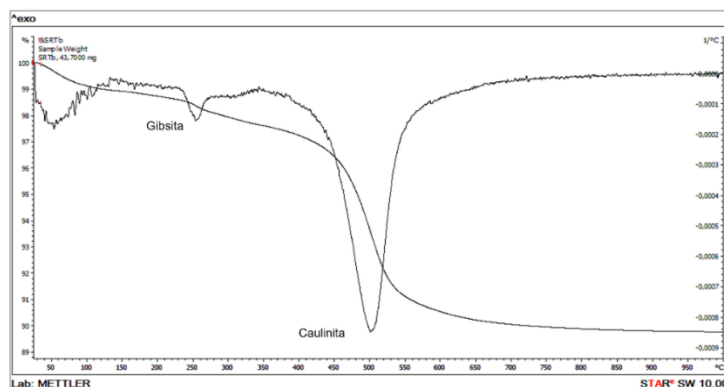


Figura 103 - ATD SR-N3 – material homogeneizado e moído

O resultado obtido para a amostra de rocha sã indica que não foi possível identificar a presença de nenhum argilomineral, por meio da queima, o que já era de se esperar, considerando que os argilominerais são oriundos do intemperismo dos minerais primários, ou seja, na amostra analisada não foi identificado nenhum grau de alteração significativo na mesma.

A análise da rocha parcialmente alterada identificou um pico em torno de 270°C que pode estar associado à queima da gibbsite. Na análise da rocha alterada o mesmo pico associado à gibbsite apareceu, além de um pequeno pico, em torno de 500°C, associado a caulinita, indicando o início do intemperismo do feldspato que compõe a rocha de origem.

Na análise do SR-N1 o mesmo pico associado a caulinita já aparece mais pronunciado. Assim como, no SR-N2 e no SR-N3, sendo que, nestes, um pequeno pico associado à gibbsite reaparece. Essas análises corroboram com o entendimento de que os materiais estudados são provenientes da mesma rocha de origem.

As Figura 104, Figura 105, Figura 106 e Figura 107 apresentam os resultados obtidos para as análises realizadas para o material branco, separado, moído e homogeneizado, pertencente à rocha alterada, SR-N1, SR-N2 e SR-N3, respectivamente.

Observa-se que, na análise da RA aparece um pico acentuado associado à gibbsite, nos SR-N1, SR-N2 e SR-N3 aparece o pico associado a caulinita, sendo que no SR-N2 aparece, ainda, algum traço de gibbsite. A gibbsite vista da RPA reagiu com a sílica, se alterando e formando a caulinita. Confirmando o encontrado nas análises de cada material, moído e homogeneizado, mais uma vez indicando a alteração do feldspato nos materiais, pertencentes à mesma rocha de origem.

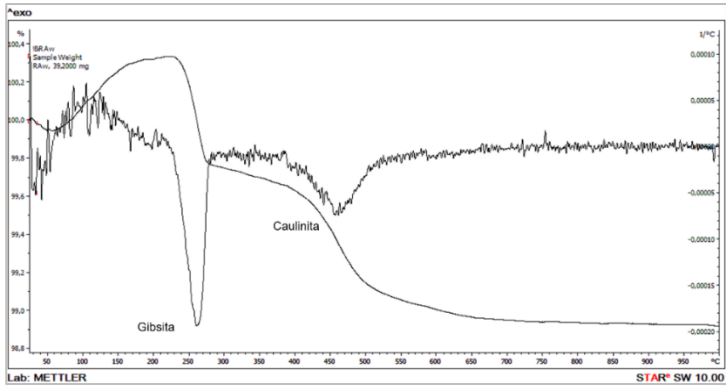


Figura 104 - ATD RA – material branco

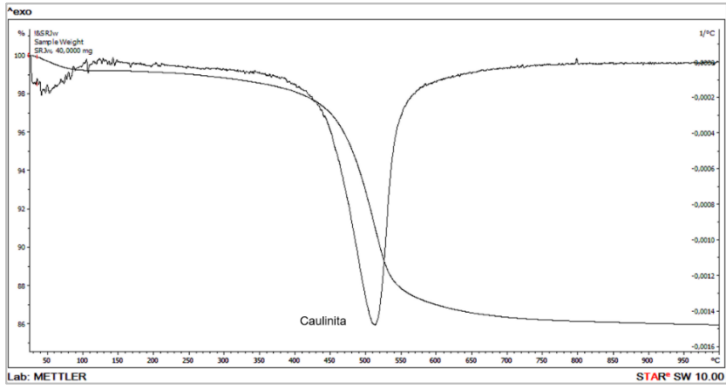


Figura 105 - ATD SR-N1 – material branco

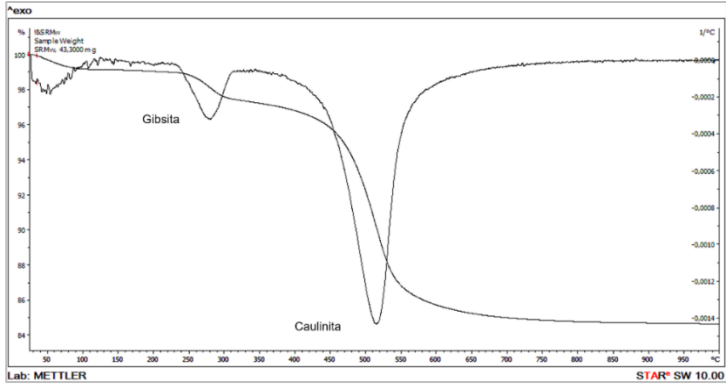


Figura 106 - ATD SR-N2 – material branco

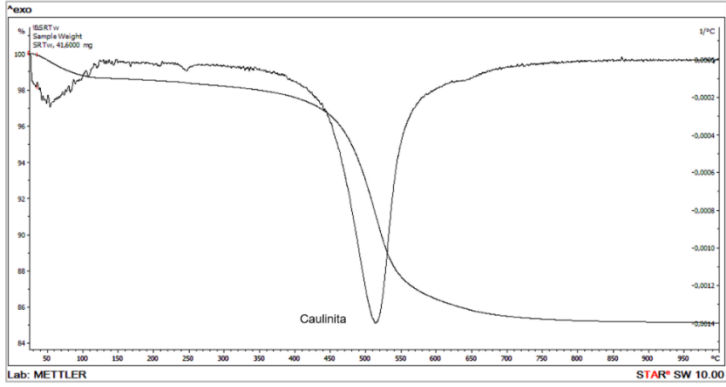


Figura 107 - ATD SR-N3 – material branco

6.3.4. Microscopia Eletrônica de Varredura

As imagens obtidas por meio da microscopia eletrônica de varredura, assim como as análises de EDS, realizada na rocha alterada (RA) e nos solos SR-N1, SR-N2 e SR-N3 são apresentadas na Figura 108 à Figura 118.

A Figura 108 apresenta a imagem da RA posicionada no MEV, onde pode ser observada a gnaissificação da rocha estudada. Analisando-se as imagens da RA (Figura 109(a)) observa-se a preservação da estrutura da rocha de origem (a grande fissura observada foi causada durante a moldagem do material). Ao ampliar a imagem e analisar pelo EDS (Figura 109(b)) observa-se feldspato alterado (ponto 1), com pouco teor de ferro e preservando a rede original (K feldspato). No ponto 2 observou-se o feldspato se transformando em gibsita, com a Si sendo lixiviada e o Al acumulando, conforme apresentado na Figura 110.



Figura 108 – MEV - RA – gnaissificação da rocha

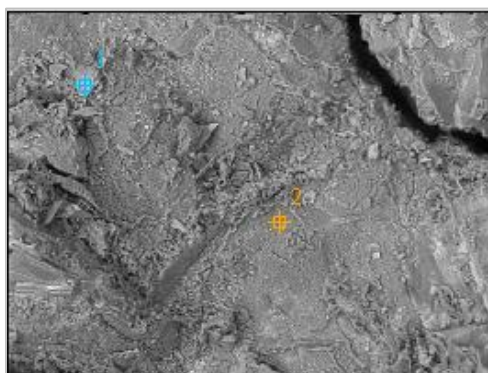
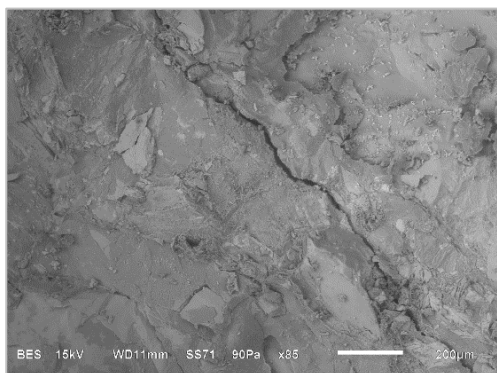


Figura 109 - Imagens MEV – RA: (a) 85 x (b) análise EDS

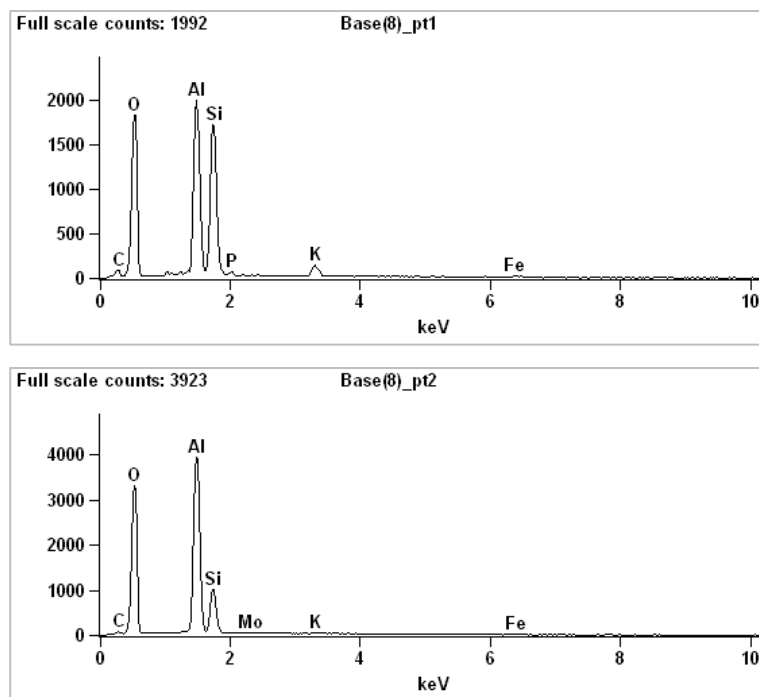


Figura 110 - EDS dos pontos 1 e 2 indicados na Figura 109

Analisando-se as imagens do SR-N1 observa-se uma estrutura mais parecida com o SR-N2, com a presença de grumos. Ao analisar a imagem com maior resolução (Figura 111(b)), pelo EDS, observa-se um alinhamento de grãos de feldspato (pontos 1, 2 e 3) se alterando e se transformando em argilomineral (caulinita), com a lixiviação dos cátions e a acumulação da Si e Al, conforme apresentado na Figura 112. Observa-se, ainda, um vazio grande, natural da estrutura do solo.

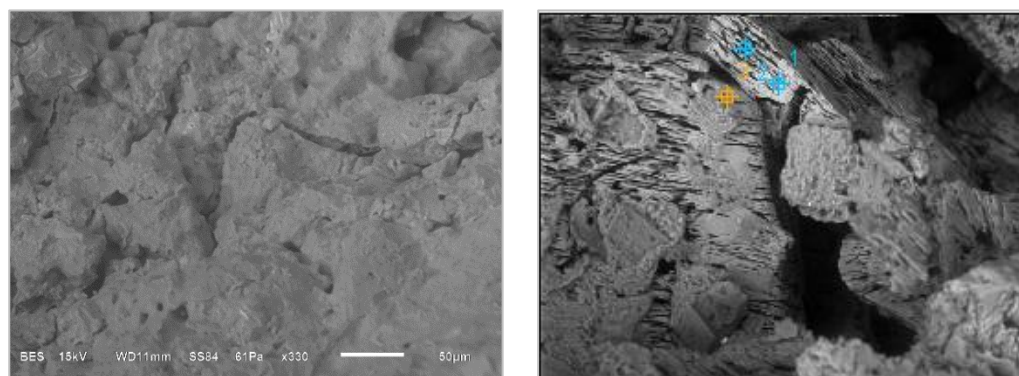


Figura 111 - Imagens MEV – SR-N1: (a) 330 x (b) análise EDS

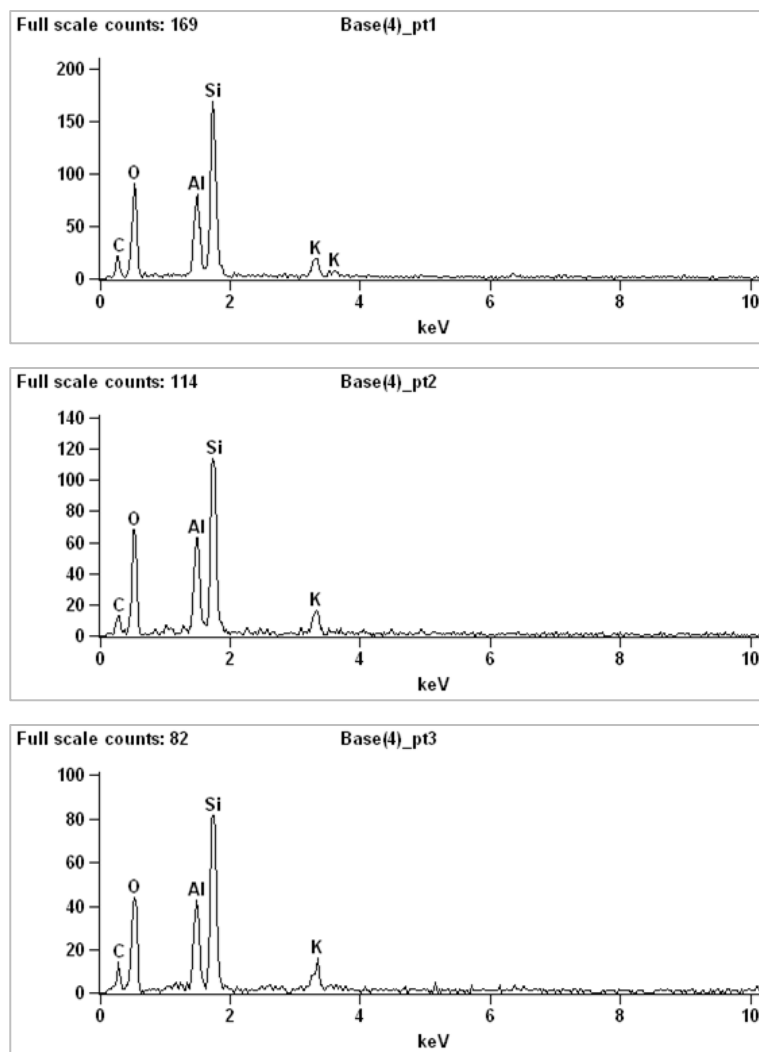


Figura 112 - EDS dos pontos 1, 2 e 3 indicados na Figura 111

Analisando-se as imagens do SR-N2 observa-se ausência de trincas, vazios interconectados (representados pelas feições mais escuras na imagem), e uma diferença de estrutura na própria amostra, apresentando no lado esquerdo uma estrutura com vazios maiores do que no lado direito (Figura 113(a)). Ressalta-se que o poro alongado e espaçado, no canto inferior esquerdo da imagem, foi provocado pela moldagem e manuseio do material para análise pelo MEV (facilmente observado pelo “encaixe” do material nas faces do espaçamento).

O ponto 1, observado no canto superior direito da Figura 113(b), ao serem aproximados e analisados pelo EDS indicaram os argilominerais Si e Al, com óxido de ferro envolvendo concreções argilosas, indicando a presença de um feldspato muito alterado, ou caulinita, corroborando com o observado nas análises com a lupa de aumento (conforme apresentado anteriormente), conforme Figura 114.

Na região central da Figura 113(b), ponto 2, observa-se agregados, grumos argilosos, envolvidos por óxido de ferro, além de poros interconectados e alongados. Ao analisar a região acinzentada pelo EDS, observou-se que o teor de óxido de ferro varia ao longo do agregado.

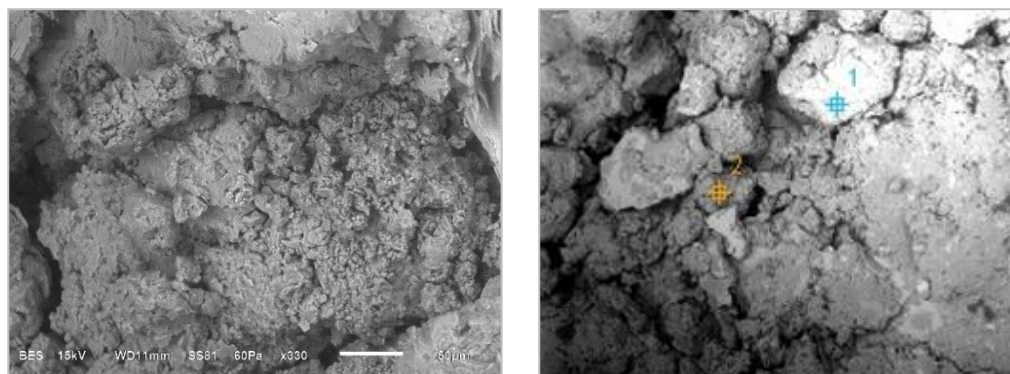


Figura 113 - Imagens MEV – SR-N2: (a) 330 x (b) análise EDS

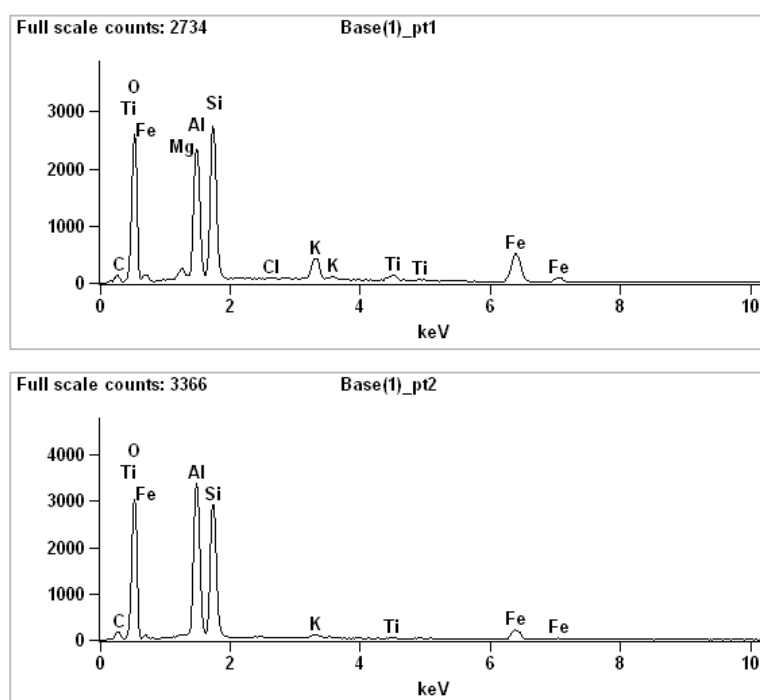


Figura 114 - EDS dos pontos 1, e 2 indicados Figura 113

Analisando-se as imagens do SR-N3 (Figura 115) observa-se uma diferença na estrutura e na organização dos grãos, em relação ao observado no SR-N2, sem a presença de grumos bem formados. O ponto 1 (iluminado), ao ser analisado pelo EDS, indicou a presença de aluminita, resistente ao intemperismo (Figura 116). O ponto 3 indicou a presença de feldspato alterado, se aproximando à estrutura do SR-N1, enquanto a região cinza, pontos 2 e 4, corresponde aos grãos

de argila com óxido de ferro. As análises pelo EDS são apresentadas nas Figura 117 e Figura 118. A estrutura é menos porosa do que a observada no SR-N2.

Após as análises feitas pelo MEV pode-se dizer que a porosidade do solo pode ser visualizada na MEV, porém sua distribuição ou quantificação é difícil de ser obtida pelas fotografias. Para melhor resultado na determinação da distribuição e dimensões dos poros, usualmente, utiliza-se a porosimetria por intrusão de mercúrio, conforme apresentado anteriormente.

Não foi possível, por meio das análises realizadas, identificar cimentação entre as partículas, tanto proveniente da rocha de origem como oriunda do intemperismo do solo.

A escolha da amostra a ser analisada deve ser cuidadosa, de modo que a mesma seja representativa do material estudado, visto seu tamanho bastante pequeno e, no caso, a grande heterogeneidade do material.

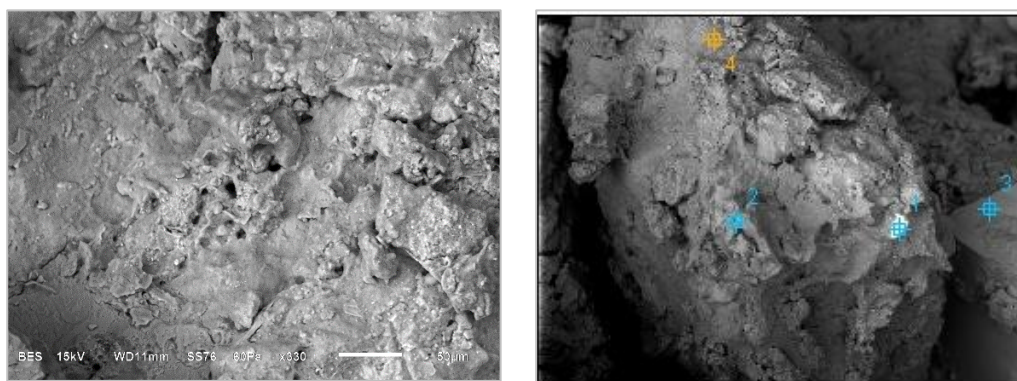


Figura 115 - Imagens MEV – SR-N3: (a) 330 x (b) análise EDS

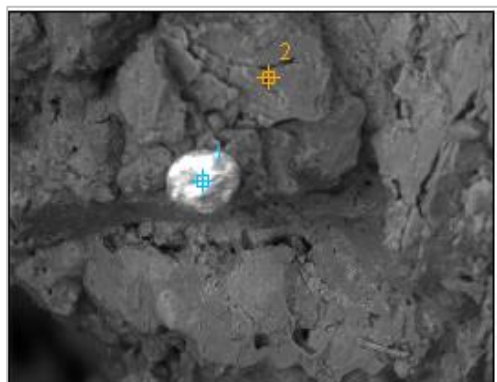


Figura 116 – EDS - detalhe do ponto 1 – aluminita – SR-N3

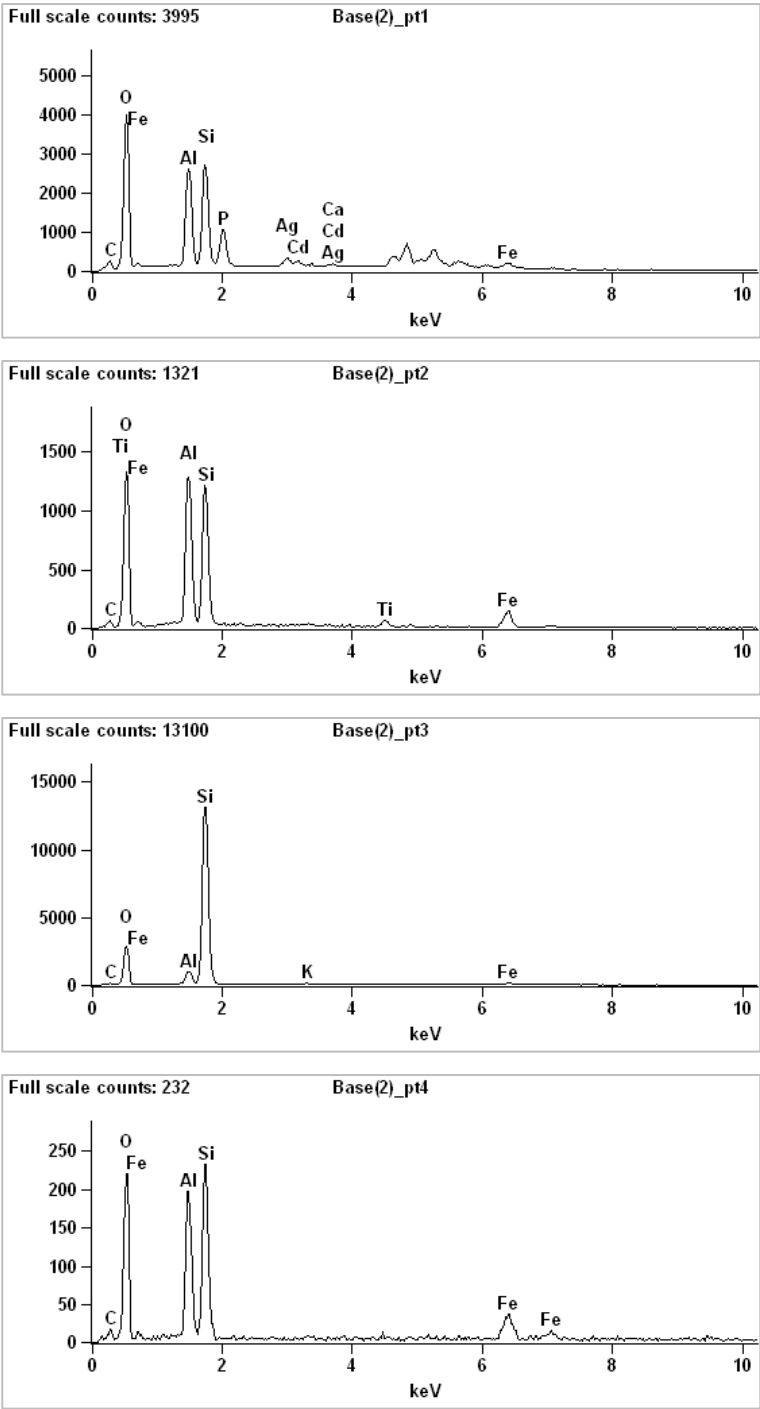


Figura 117 - EDS dos pontos 1, 2, 3 e 4 indicados na Figura 115

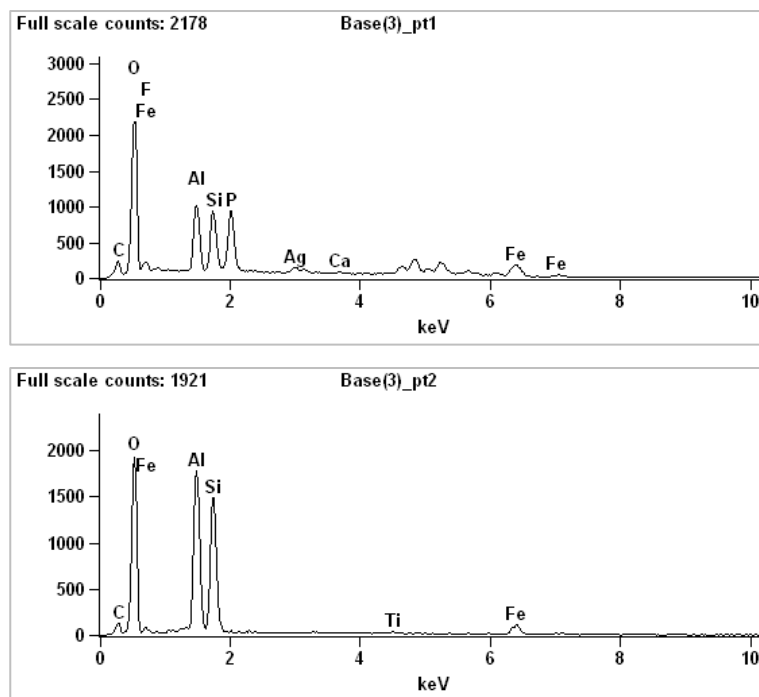


Figura 118 - EDS dos pontos 1, 2 e 3 indicados na Figura 116

6.3.5. Microtomografia computadorizada

De forma a complementar as análises realizadas pela porosimetria por intrusão de mercúrio e pela microscopia eletrônica por varredura (MEV), foi realizada a microtomografia computadorizada, pelo Departamento de Engenharia Química e de Materiais (DEQM) da PUC-Rio. Foram analisadas amostras indeformadas, retiradas dos moldes bi-partidos, para cada um dos três solos estudados, além de pequenos fragmentos, com cerca de 5cm de largura e comprimento, de rocha sã (RS), rocha parcialmente alterada (RPA) e rocha alterada (RA).

A Figura 119, Figura 120 e Figura 121 apresentam a reconstituição, em 3D, feita pelo DEQM, dos fragmentos de rocha analisados. Observa-se a presença da foliação e alinhamento dos minerais, típica do gnaiss facoidal. Os pontos esbranquiçados indicam a presença do feldspato nas amostras analisadas.

A Figura 122, Figura 123 e Figura 124 apresentam a reconstituição, em 3D e em cortes, para as amostras de SR-N1, SR-N2 e SR-N3. Por meio das imagens é possível identificar os poros, fissuras e diferentes minerais que compõem cada uma das amostras. Os pontos esbranquiçados indicam a presença do feldspato, os pontos brilhantes podem ser associados ao quartzo e os pontos pretos correspondem aos vazios, nos solos analisados.

Pode-se dizer que, conforme observado por meio das análises de porosimetria por intrusão de mercúrio, o SR-N1 apresenta maior quantidade de macroporos e de vazios interligados do que os SR-N2 e SR-N3. Pode-se observar no SR-N1 características reliquias da rocha de origem, como a foliação e alinhamento dos minerais, que vão se perdendo conforme a alteração do solo.

As imagens obtidas para o SR-N2 e SR-N3 apresentam características semelhantes entre si, de acordo com o observado e apresentado nas análises físicas, químicas e mineralógicas. Pode-se observar que, em ambos os solos, ainda se encontra a presença de minerais primários, sendo a estrutura observada no SR-N2, mantida no SR-N3.

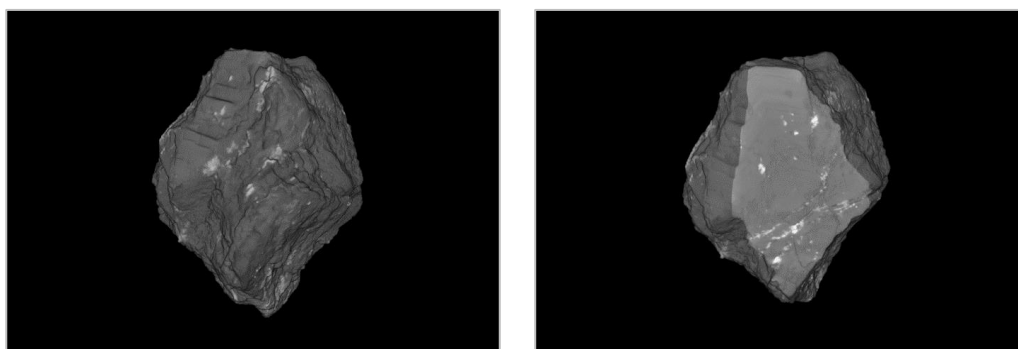


Figura 119 - Imagens da microtomografia - RS

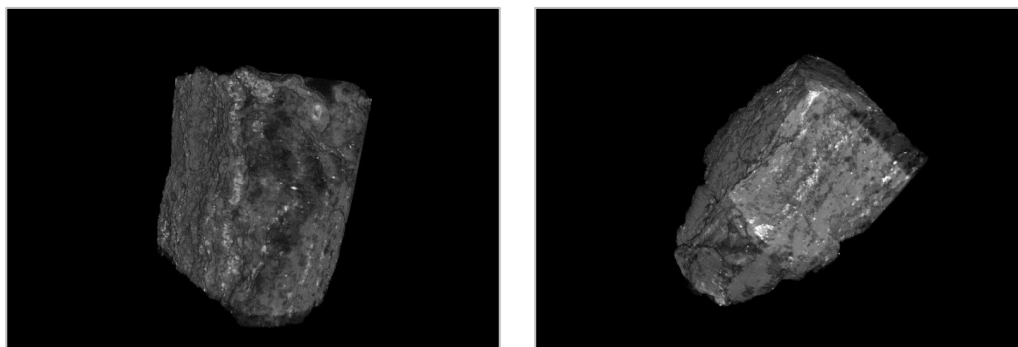


Figura 120 - Imagens da microtomografia - RPA

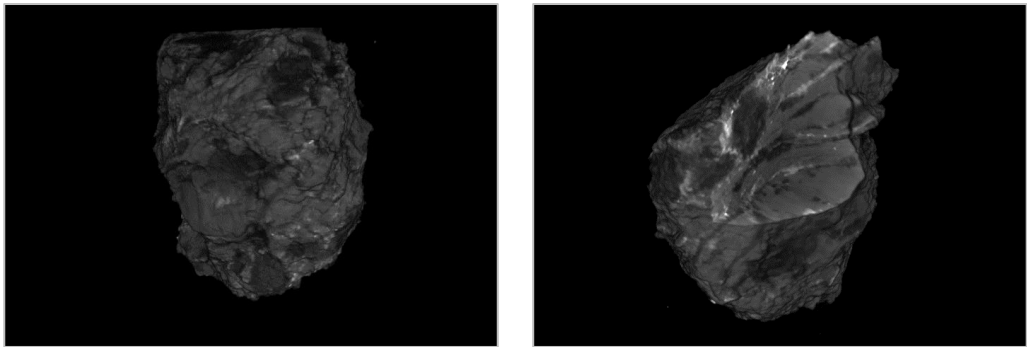


Figura 121 - Imagens da microtomografia - RA

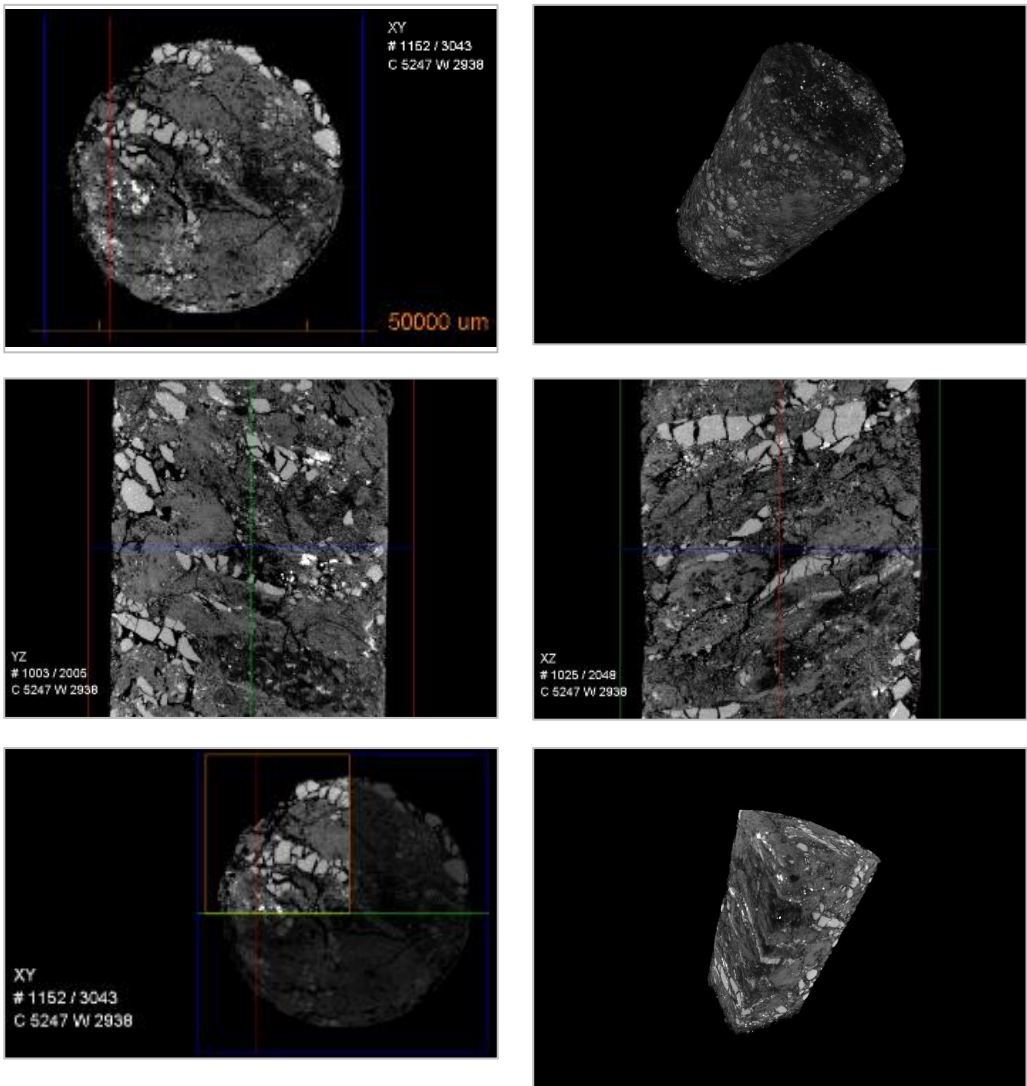


Figura 122 - Imagens da microtomografia – SR-N1

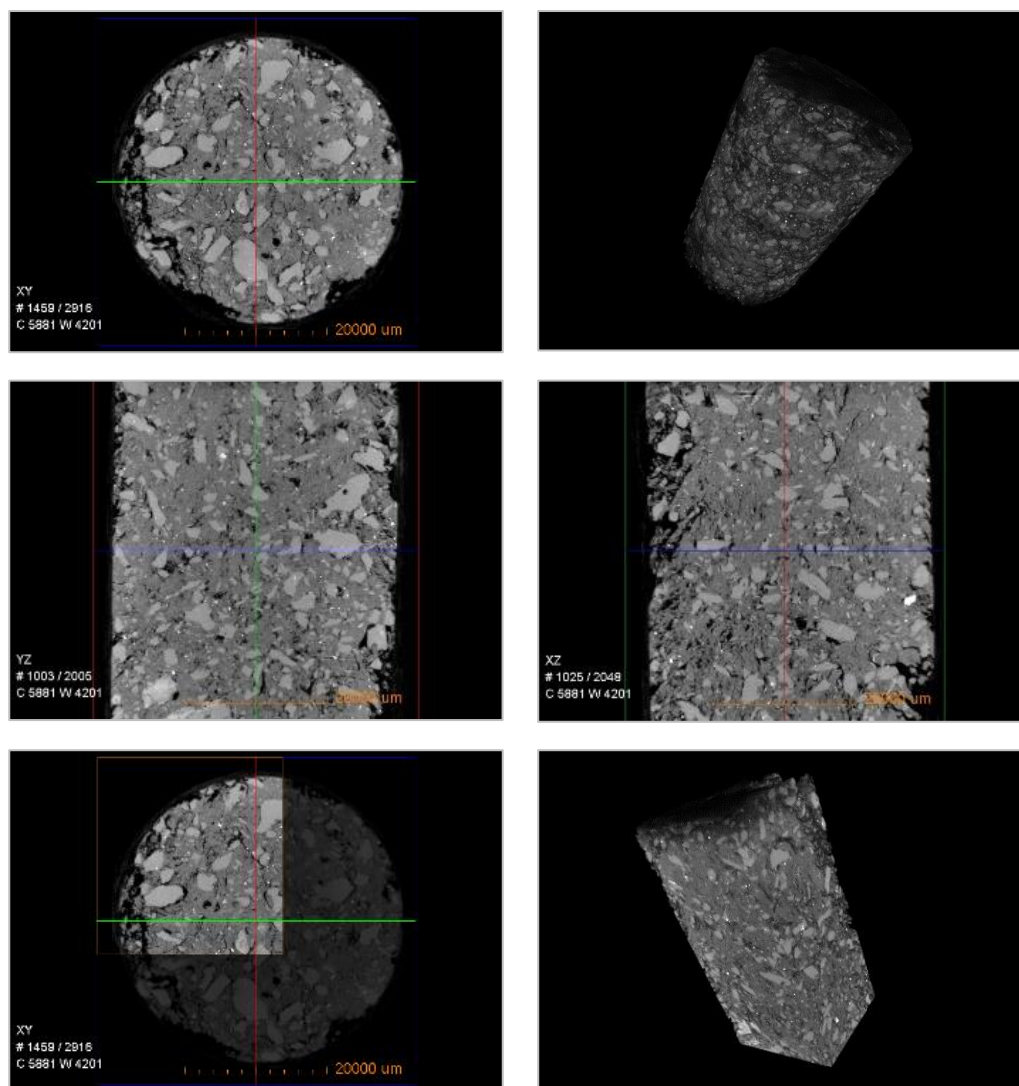


Figura 123 - Imagens da microtomografia – SR-N2

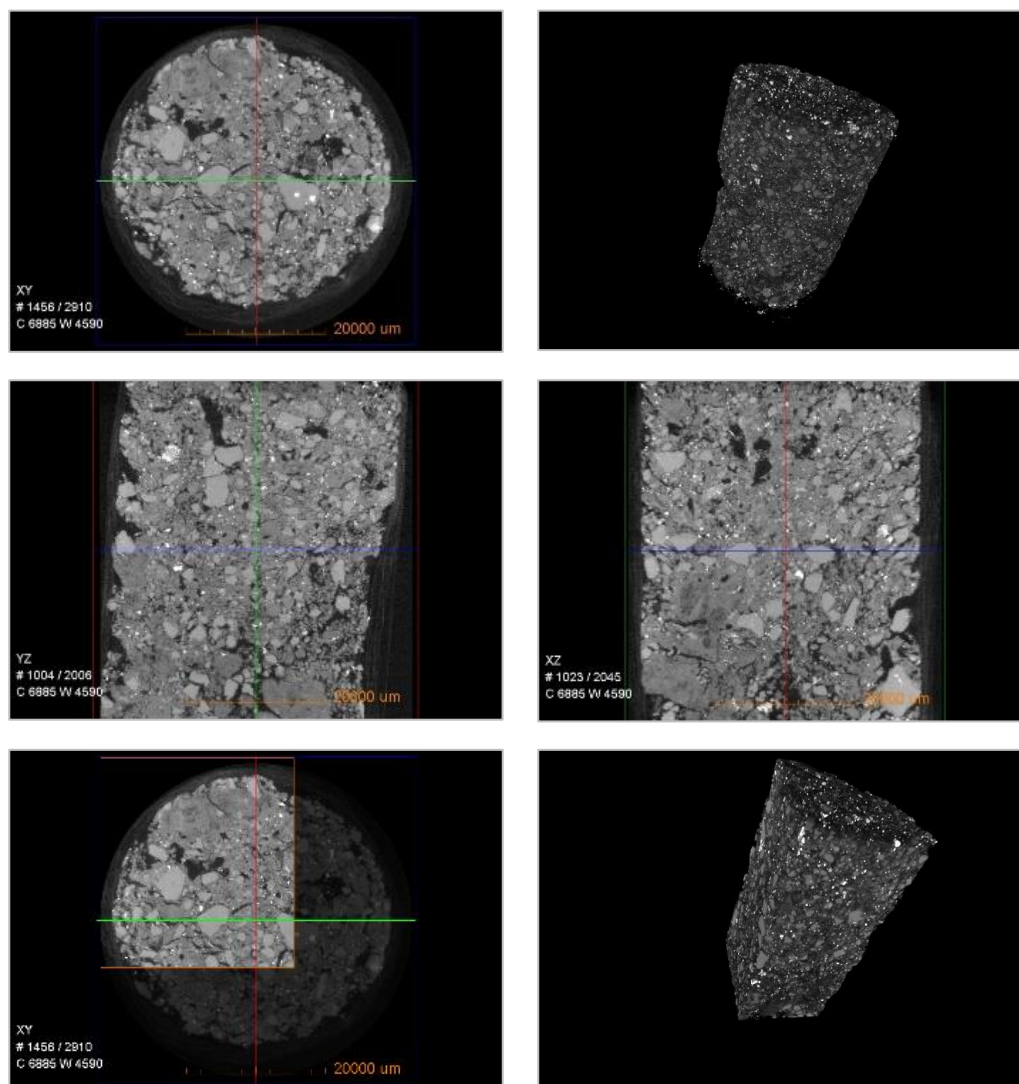


Figura 124 - Imagens da microtomografia – SR-N3

Ressalta-se, ainda, que os solos estudados, por serem de origem metamórfica, são bastante heterogêneos, o que pode dificultar uma clara percepção da evolução do intemperismo, com apenas um corpo de prova para cada solo.

6.4.Considerações gerais sobre a caracterização dos solos estudados

No presente capítulo foram apresentados os resultados das análises para caracterização física, química, mineralógica e microestrutural dos solos estudados.

Nas análises granulométricas, ao se comparar os resultados dos ensaios realizados com e sem o uso da solução defloculante, observou-se a característica floculante dos solos mais alterados (SR-N2 e SR-N3), pois, nos ensaios feitos sem o defloculante, em um período de 24hrs, os solos se sedimentaram por completo. Porém, pode-se dizer que a fração silte predomina nos três solos estudados. Os solos estudados possuem valores de densidade relativa dos grãos entre 2,6 e 2,7, valores indicativos de materiais provenientes de rochas quartzo-feldspáticas.

Os resultados obtidos para os limites de consistência e índices de plasticidade indicaram valores próximos para os solos SR-N2 e SR-N3, sendo a fração argila de ambos os solos classificada como de atividade normal. Em virtude de seu caráter essencialmente arenoso, o SR-N1 não apresentou limites de consistência.

Por meio dos resultados dos ensaios de porosimetria por intrusão de mercúrio, observa-se que, de forma geral, o percentual de microporos aumenta, enquanto que o percentual de mesoporos diminui conforme o grau de alteração do solo aumenta. Para o SR-N1 observa-se uma predominância nos mesoporos, enquanto que nos SR-N2 e SR-N3 predomina-se o percentual de microporos.

Os resultados dos ensaios de resistividade do solo indicam um comportamento associado ao tamanho da partícula, ou seja, para baixos teores de umidade, os solos granulares (SR-N1) apresentam resistividade maior do que os solos silto-argilosos (SR-N2 e SR-N3). Isso ocorre porque o solo argiloso tende a apresentar uma interação entre a água e a partícula do solo maior do que o solo granular. E, ainda, está associado ao tamanho dos poros das amostras que, apesar das características heterogêneas dos solos, quanto mais intemperizado o solo, menores os poros, facilitando a passagem da corrente elétrica pelo solo, conforme observado nos resultados da porosimetria. Comparando-se os ensaios realizados em corpos de prova indeformados e remoldados, para os três solos estudados, pode-se dizer, conforme observado por Boszczowski (2008), que para os solos menos intemperizados a diferença entre a condição indeformada e remoldada é superior à diferença observada para os solos mais alterados. Ou seja, a estrutura dos solos, relacionada ao índice de vazios do mesmo, exerce influência na resistividade dos solos.

Os resultados obtidos nas análises da relação entre a curva de retenção de água do solo e a resistividade do solo, apresentaram o mesmo comportamento bimodal das curvas, aumentando a resistividade à medida que a sucção aumenta e o teor de água volumétrica diminui, conforme esperado. Também pode ser

observada uma relação entre o grau de intemperismo do solo, considerando que, quanto maior a alteração do solo, menores são os poros e a resistividade do solo.

Por meio das análises químicas totais foi possível determinar os índices de intemperismo químico para os solos estudados, onde, de acordo com os índices de intemperismo K, B e β , relacionados à rocha sã, observa-se que, os índices diminuem conforme aumenta o grau de alteração, de intemperismo, do material.

Por meio das análises químicas por ataque de ácido sulfúrico, pode-se observar um aumento nos teores de Si, Al e Fe, conforme o grau de alteração do solo, pois os mesmos estão relacionados aos argilominerais presentes. Considerando-se os resultados de teor de sílica, foi possível estimar o percentual de caulinita nas amostras analisadas, tendo sido observado que o percentual de caulinita tende a aumentar quanto maior o grau de alteração do solo.

Nas análises mineralógicas, realizadas com a lupa binocular, dos solos estudados, observou-se para o SR-N1 a presença de quartzo, feldspato, mica e alguma mica biotita alterada e magnetita, podendo, este solo, ser considerado um solo saprolítico bem intemperizado (Antunes, 2016). Na amostra de SR-N2 foi observada a presença de quartzo, alguma presença de feldspato bastante alterado, concreções argilosas, de caulinita, relacionadas a alteração do feldspato, alguma presença de mica biotita laminar muito alterada, e grãos de quartzo com óxido de ferro aderido. Na amostra do SR-N3 foi observada grande quantidade de feldspato caulinizado, além de quartzo, alguma magnetita e alguns grãos de mica biotita alterado. No SR-N3 foi observado maior percentual de concreções argilosas, resultantes da alteração dos feldspatos, do que nos demais solos. Por meio do observado na lupa binocular, pode-se dizer que os três solos estudados possuem mineralogia semelhante, com forma e coloração dos grãos iguais, o que indica que os materiais são solos residuais proveniente da mesma rocha de origem.

Por meio dos resultados obtidos pelas análises dos ensaios de difração de raios-X, pode-se observar a presença dos minerais primários na rocha sã, rocha parcialmente alterada e rocha alterada, como a mica biotita. Conforme o solo vai se alterando o feldspato presente vai se alterando, o que pode ser observado pela presença da caulinita no SR-N1, SR-N2 e SR-N3, além da gibsita no SR-N2. Nas frações totais e de silte do SR-N1, SR-N2 e SR-N3, de modo geral, foi observada a presença de quartzo, feldspato e caulinita, o que corrobora com a rocha de origem, um gnaiss facoidal, sendo uma rocha quartzo-feldspática. Com base nessas análises, pode-se dizer que o percentual de caulinita, associado ao

intemperismo do feldspato dos solos, aumenta conforme aumenta o grau de alteração do solo.

Por meio das ATD observou-se, para a amostra de rocha sã indica que não foi possível identificar a presença de nenhum argilomineral, por meio da queima, o que já era de se esperar, considerando que os argilominerais são oriundos do intemperismo dos minerais primários, ou seja, na amostra analisada não foi identificado nenhum grau de alteração significativo na mesma. A análise da rocha parcialmente alterada identificou um pico que pode estar associado à queima da gibsita. Na análise da rocha alterada o mesmo pico associado à gibsita apareceu, além de um pequeno pico associado a caulinita, indicando o início do intemperismo do feldspato que compõe a rocha de origem. Na análise do SR-N1 o mesmo pico associado a caulinita já aparece mais pronunciado. Assim como, no SR-N2 e no SR-N3, sendo que, nestes, um pequeno pico associado à gibsita reaparece. Essas análises corroboram com o entendimento de que os materiais estudados são provenientes da mesma rocha de origem.

Após as análises feitas pelo MEV pode-se dizer que a porosidade do solo pode ser visualizada na MEV, porém sua distribuição ou quantificação é difícil de ser obtida pelas fotografias. Para melhor resultado na determinação da distribuição e dimensões dos poros, usualmente, utiliza-se a porosimetria por intrusão de mercúrio, conforme apresentado anteriormente. Por meio das análises realizadas não foi possível identificar cimentação entre as partículas, tanto proveniente da rocha de origem como oriunda do intemperismo do solo.

Por meio da microtomografia computadorizada, observou-se que o SR-N1 apresenta maior quantidade de macroporos e de vazios interligados do que os SR-N2 e SR-N3. Foi possível observar, ainda, no SR-N1 características reliquias da rocha de origem, como a foliação e alinhamento dos minerais, que vão se perdendo conforme a alteração do solo. As imagens obtidas para o SR-N2 e SR-N3 apresentam características semelhantes entre si, de acordo com o observado e apresentado nas análises físicas, químicas e mineralógicas. Pode-se observar que, em ambos os solos ainda se encontra a presença de minerais primários, sendo a estrutura observada no SR-N2, mantida no SR-N3.

Pode-se concluir que os solos estudados, por serem de origem metamórfica, são bastante heterogêneos e, dessa forma, para os solos SR-N2 e SR-N3, nem todos os ensaios de caracterização realizados, considerando-se apenas um corpo de prova para cada solo, foram adequados para se obter uma clara percepção da evolução do intemperismo.

7

Metodologia e Equipamentos dos ensaios de resistência

No presente capítulo são apresentados a metodologia de ensaio e os equipamentos utilizados neste estudo. A metodologia envolveu uma série de ensaios de laboratório de modo a se analisar as características mecânicas dos solos, em função do intemperismo dos mesmos, além de se verificar, experimentalmente, se o solo residual estudado se comporta de acordo com a Teoria dos Estados Críticos. Para tal, foram realizados ensaios de cisalhamento direto com plano cortado e superfície polida, ensaios de compressão confinada ou edométricos, ensaios triaxiais convencionais e ensaios triaxiais com adensamento anisotrópico e diferentes caminhos de ruptura, em um equipamento servo-controlado.

7.1. Ensaio de cisalhamento direto com plano cortado e superfície polida

Com o objetivo de se determinar a resistência residual dos solos estudados, foram realizados ensaios de cisalhamento direto com plano cortado e superfície polida, utilizando-se uma prensa de cisalhamento direto adaptada, conforme De Campos (1974).

7.1.1. Equipamentos

Nos ensaios de cisalhamento direto com plano cortado e superfície polida foi utilizada uma prensa de cisalhamento direto, fabricada pela empresa Wykeram-Ferrance, modelo 25210, e adaptada, pertencente ao Laboratório de Geotecnia e Meio Ambiente da PUC-Rio, conforme Figura 125.

A prensa de cisalhamento direto possui um sistema com braço de alavanca, para a aplicação de carga vertical, além de motor elétrico que, associado a um jogo de engrenagens, impõe velocidade de deslocamento constante (previamente determinada, de acordo com o ensaio a ser realizado). A prensa consta, ainda, de instrumentos, anel de carga e transdutores do tipo LSCDT, ligados a um sistema de aquisição de dados, de forma a medir a força horizontal, e os deslocamentos

horizontais e verticais do corpo de prova e da caixa de cisalhamento, respectivamente.



(a)



(b)

Figura 125 – (a) Prensa de cisalhamento direto; e (b) Suporte com extensômetro

7.1.2. Metodologia

O método consiste em, após a realização do ensaio de cisalhamento direto convencional, cortar o corpo de prova, com um fino fio de aço, ao longo do plano horizontal de cisalhamento, seguido pelo alisamento das superfícies sobre uma superfície polida, de modo a facilitar a orientação das partículas. Ao submeter o corpo de prova a um novo cisalhamento, obtém-se uma resistência menor, tendendo à condição residual.

Os ensaios foram executados na condição inundada em amostras indeformadas.

7.1.2.1. Moldagem do corpo de prova

A moldagem dos corpos de prova foi feita por meio de moldes metálicos quadrados de seção de 10 x 10 cm e altura, aproximada, de 2 cm, previamente pesados. Do solo excedente da moldagem foi determinado o teor de umidade para o respectivo corpo de prova, para, juntamente com seu peso e volume, determinação dos índices físicos.

7.1.2.2.Procedimento de ensaio

Primeiramente foi realizado o ensaio de cisalhamento direto convencional para determinação da resistência máxima, ou de pico, sob velocidade de deformação constante. O cisalhamento se deu com velocidade constante de 0,125 mm/min, velocidade, esta, menor do que a calculada pelo critério de Gibson e Henkel (1954), conforme Head (1998), de forma a garantir a condição de cisalhamento drenado. O corpo de prova foi montado na caixa de cisalhamento, a tensão normal aplicada e o interior da caixa inundado. As amostras foram adensadas durante 24 horas.

Após o adensamento, as duas partes da caixa bipartida foram separadas em 0,5 mm, medido por extensômetros, por meio de um suporte com quatro parafusos espaçadores, com a finalidade de evitar o atrito entre ambas as partes da caixa durante o ensaio. Em todos os ensaios procurou-se obter o deslocamento máximo permitido pelo carro guia da prensa de cisalhamento, de cerca de 15 mm.

Após completar o primeiro cisalhamento o excesso de água da caixa de cisalhamento foi retirado, a tensão normal aliviada e a caixa foi retirada do carro guia, para, em seguida, realizar o corte com o fio de aço, entre as metades da caixa, no sentido de cisalhamento, separando-se a amostra de solo em duas partes, de acordo com seu plano de ruptura. Com ajuda de uma peça de acrílico, ligeiramente umedecido, foi realizado o alisamento (polimento) das superfícies, garantindo-se a coincidência da direção do alisamento com a do cisalhamento da amostra.

Após o alisamento das superfícies, juntou-se as duas metades, recolocando-se a caixa de cisalhamento no carro guia, de forma a se reiniciar o ensaio, nas mesmas condições do primeiro cisalhamento. Ao término das etapas foi determinado o teor de umidade final da amostra.

A Figura 126 demonstra as etapas de corte e alisamento das superfícies para a obtenção da resistência residual por meio do ensaio de cisalhamento direto, com plano cortado e superfície polida.

A Figura 127 apresenta as superfícies de ruptura após as etapas de corte e alisamento das mesmas.



Figura 126 – Corte e alisamento das superfícies para a obtenção da resistência residual



Figura 127 - Superfícies de ruptura após corte e alisamento

7.2. Ensaio de compressão confinada (edométrico)

Os ensaios de compressão confinada, edométricos, permitem simular as condições de carregamento, deformações e drenagem existentes no campo. O ensaio de adensamento edométrico consiste em colocar uma amostra de solo em um anel metálico rígido, de forma a restringir o deslocamento lateral, e submeter o mesmo a um carregamento vertical, ou seja, é um ensaio de compressão seguindo um caminho de tensões efetivas K_0 .

De acordo com a Teoria dos Estados Críticos, um solo normalmente adensado possui uma linha de compressão única, no plano $v : p'$, denominada de linha de compressão virgem (Normal Consolidation Line – NCL), sendo esta, uma referência para um dado solo. O objetivo da realização de ensaios edométricos foi a determinação da linha de compressão virgem para os solos estudados, além de verificar a possibilidade de se extrapolar os resultados obtidos, por meio dos ensaios edométricos, para elevadas tensões, que não se

consegue atingir nos ensaios triaxiais convencionais, permitindo definir a linha dos estados críticos para índices de vazios mais baixos.

7.2.1.Equipamentos

Os ensaios de adensamento edométrico foram executados no Laboratório de Geotecnia e Meio Ambiente da PUC-Rio em prensas do tipo Bishop, conforme Figura 128. Nessas prensas, a carga axial é transmitida ao corpo de prova por pesos previamente calibrados, por meio de um braço de alavancas com vantagem mecânica 10:1, e o registro das variações de altura foi feito manualmente por meio de extensômetros com resolução de 0,01 mm.



Figura 128 - Prensas de ensaios edométricos

7.2.2.Metodologia

No ensaio edométrico convencional são aplicados incrementos de carga vertical no corpo de prova, e registradas as deformações, em diversos intervalos de tempo, para cada estágio de carga. Os ensaios foram executados na condição inundada em amostras indeformadas e remoldadas.

7.2.2.1.Moldagem

A moldagem dos corpos de prova foi feita por meio de moldes metálicos cilíndricos de, aproximadamente, 7 cm de diâmetro e 2 cm de altura, previamente pesados. Do solo excedente da moldagem foi determinado o teor de umidade para o respectivo corpo de prova, para, juntamente com seu peso e volume, determinação dos índices físicos.

7.2.2.2.Procedimento de ensaio

A montagem dos ensaios seguiu as recomendações da ABNT, de acordo com a norma NBR 3336/90. As cargas aplicadas em cada estágio de carregamento foram mantidas constantes por um período de 24 horas e, nos estágios de descarregamento até que os deslocamentos verticais de estabilizassem. Ao final dos ensaios foi determinado o teor de umidade final das amostras.

7.3.Ensaio Triaxiais – Convencionais e Servo-Controlado

Os ensaios triaxiais convencionais (Bishop e Henkel, 1962) consistem na aplicação controlada de um estado triaxial de tensões, sendo a aplicação de uma pressão confinante σ_c a um corpo de prova cilíndrico, dentro de uma câmara triaxial, e a aplicação de uma tensão desviadora σ_d , dada pelo movimento da base do corpo de prova, relativo a um pistão fixo (célula de carga) acoplado ao topo do corpo de prova, caracterizando assim a compressão do corpo de prova. Para este ensaio tem-se $\sigma'_3 = \sigma'_2 = \sigma'_c$ e $\sigma'_1 = \sigma_d + \sigma'_3$.

Nos ensaios triaxiais convencionais, usualmente, as variações de volume do corpo de prova são medidas diretamente pela entrada ou saída de água do corpo de prova saturado, e a deformação axial pelo movimento relativo entre a câmara triaxial e a base do corpo de prova.

O ensaio consiste em três etapas distintas: a saturação, por meio da percolação e aplicação de contrapressão; o adensamento, com tensão confinante geralmente isotrópica; e o cisalhamento, onde é aplicada uma tensão desviadora.

Os ensaios triaxiais podem ser do tipo deslocamento ou tensão controlada. Nos ensaios do tipo deformação controlada, utilizado nos equipamentos convencionais, as deformações axiais são impostas por uma prensa, normalmente à velocidade constante, e as tensões desviadoras são medidas ao longo do tempo. No ensaio de tensão controlada a tensão desviadora é aplicada em estágios sucessivos e as deformações correspondentes a cada estágio são medidas durante o ensaio.

No presente estudo foram realizados ensaios triaxiais tanto em equipamento convencionais de deslocamento controlado, como em equipamentos servo-controlados, com deslocamento e tensão controlada.

7.3.1. Equipamentos e sistema de controle

No presente estudo, os ensaios de compressão triaxial foram efetuados por meio de um equipamento triaxial convencional e de um equipamento triaxial servo-controlado do tipo Bishop Wesley.

O equipamento servo-controlado corresponde à operação da célula triaxial por meio de um sistema de aplicação de pressões, comandado de forma conjunta por um software de gerenciamento e de um aparelho de aquisição de dados e de controle do sistema. A grande vantagem do servo-controle é permitir a realização de uma maior variedade de ensaios, tanto de compressão quanto de extensão, para condição drenada ou não drenada, possibilitando experimentos com diferentes caminhos de tensões (Bishop e Wesley, 1975).

O sistema utilizado é composto por uma prensa triaxial que trabalha com amostras de 1,5" (3,8 cm) de diâmetro; 3 motores de passo (tensão confinante - CELL, contrapressão - BACK, e tensão axial - RAM); motor da Bomba de Vazão Constante - CRSP; 2 transdutores de pressão, sendo um para tensão confinante e outro para contrapressão; 1 transdutor externo de deslocamento tipo LSCDT; 2 transdutores internos do tipo *Bender elements*, para medir o módulo cisalhante (de distorção); 1 célula de carga para medir a tensão axial, com capacidade de 5kN; computador; aparelho de aquisição de dados e de controle do sistema e software TRIAX, desenvolvidos no *Imperial College of Science*, Londres.

As dimensões da câmara permitem a utilização de instrumentação interna nos corpos de prova, possibilitando a saída dos fios dos instrumentos por meio de furos existentes na base da mesma. Pela base são realizados o enchimento da câmara, as medidas de poropressão e da tensão confinante. O topo da câmara possui dois furos, um central pelo qual passa a haste da célula de carga, e o outro para aplicação de pressão confinante e despressurização.

A medição do carregamento axial é realizada por meio de uma célula de carga, tendo sido, no presente trabalho, utilizada uma célula com capacidade de 5 kN (marca Ele International Ltd, número de série: 28828).

Os transdutores de pressão utilizados, para medidas de tensão confinante e contrapressão, possuem capacidade de 1034 kPa e resolução de 1 kPa (marca RS, número de série 456781 e 456277).

O LSCDT (*Linear Strain Conversion Displacement Transducer*) utilizado para monitoramento do deslocamento axial, instalado do lado externo da câmara, possui capacidade de 25,4 mm e resolução de 0,01 mm (marca Wykeham Farrance, número de série HS25/5627).

O medidor de variação de volume (MVV) utilizado é modelo do *Imperial College* (De Campos, 1984), com capacidade de 50 cm³ (marca LD Sensors LTD, número de série 13955).

O controle das pressões empregadas (RAM, contrapressão e pressão confinante) foi feito por meio de motores de passo do *Imperial College*, com possibilidade de aplicação de 10 a 820 kPa, a partir de incrementos de 0,07 kPa.

Os ensaios com deformação controlada foram realizados por meio do deslocamento de um pistão, imposto por uma bomba de deformação controlada, modelo do *Imperial College*, com capacidade de 100 cm³, com incrementos possíveis de 0,0001cm³.

Todo este sistema é controlado pelo software TRIAX, desenvolvido por Toll (2002), que permite o monitoramento dos deslocamentos e pressões, e controle de tensões e deformações.

Como parte inicial do trabalho, foi feita uma adaptação, para utilização dos sensores *Bender elements*, e revitalização da prensa tipo Bishop - Wesley, pertencente ao Laboratório de Geotecnia, da PUC-Rio, utilizada anteriormente na tese de Tibana (1997). De modo a se eliminar possíveis ruídos e interferências eletrônicas, a base e o *top cap* foram confeccionados em duralumínio, e tanto a base como o topo da câmara triaxial foram aterrados. O layout final do equipamento utilizado pode ser visualizado na Figura 129.



Figura 129 – Layout final do equipamento

7.3.1.1. Medição de ondas – *Bender elements*

Os *bender elements* são transdutores para avaliação de módulos de rigidez máximo ($M_{\text{máx}}$) e módulos cisalhantes (de distorção) máximos ($G_{\text{máx}}$) do solo, a partir da medição de ondas de compressão (“P”) e distorcionais ou de corte (“S”),

respectivamente. O presente estudo fez uso de *bender elements* para medição de módulos cisalhantes máximos ($G_{m\acute{a}x}$). Os transdutores são formados por duas placas piezocerâmicas, muito finas, rigidamente ligadas a uma lâmina metálica, com eletrodos nas faces externas, envolvidas com resina Epóxi, isolando-as do solo e da água.

As ondas de compressão (“P”) são longitudinais e propagam-se por meio de movimentos de extensão e compressão, paralelamente à direção de propagação da onda. Este movimento envolve dilatações e compressões de toda a massa, unicamente numa direção, não ocasionando rotações (Rocha, 2010). Estas ondas são as mais rápidas de todas as ondas sísmicas. No ar a sua velocidade é de aproximadamente 330 m/s, e na água 1500 m/s. A velocidade das ondas “P” é diretamente proporcional à rigidez do material de propagação, ou seja, quanto mais rígido o material, maior a velocidade de propagação destas ondas.

As ondas de corte (“S”) propagam-se segundo movimentos puramente distorcionais, de rotação, sem induzir variações volumétricas. Ao contrário das ondas “P”, a direção do movimento das partículas é perpendicular à direção de propagação da onda.

As velocidades de propagação das ondas “P” e “S”, dependem diretamente das características do meio de propagação. Assumindo o meio como elástico infinito, homogêneo e isotrópico, as velocidades das ondas irão se relacionar com as características do meio pelas seguintes relações (Ferreira, 2003):

$$V_P = \sqrt{\frac{E}{\rho} \frac{(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)}} = \sqrt{\frac{M}{\rho}} \quad (7-1)$$

$$V_S = \sqrt{\frac{E}{2\rho} \frac{1}{(1+\nu)}} = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad (7-2)$$

Sendo:

E – o módulo de Young;

ρ – a massa específica;

ν – o coeficiente de Poisson;

M – o módulo de rigidez;

G – o módulo cisalhante (de distorção);

Deste modo, podem-se descrever o módulo de rigidez máximo ($M_{m\acute{a}x}$) e o módulo cisalhante (distorção) máximo ($G_{m\acute{a}x}$):

$$M_{m\acute{a}x} = V_P^2 \rho \quad (7-3)$$

$$G_{m\acute{a}x} = V_S^2 \rho \quad (7-4)$$

A determinação das velocidades de propagação das ondas “P” e “S” permite, por meio das expressões anteriores, a avaliação dos parâmetros elásticos do meio, quando conhecida a massa específica do mesmo. Combinando as duas expressões, é possível determinar o coeficiente de Poisson, que por sua vez, permite determinar o módulo de deformabilidade, ou módulo de Young.

$$\nu = \frac{\left(\frac{V_P}{V_S}\right)^2 - 2}{2\left(\frac{V_P}{V_S}\right)^2 - 2} \quad (7-5)$$

$$E = 2G(1 + \nu) \quad (7-6)$$

A obtenção dos módulos de rigidez e de distorção máximo é feita aplicando-se as equações descritas pela Teoria da Elasticidade, apresentadas anteriormente. As velocidades das ondas “P” e “S” são determinadas dividindo a distância percorrida pela onda (d) pelo tempo de propagação da onda (Δt).

$$V_{P,S} = \frac{d}{\Delta t} \quad (7-7)$$

A distância percorrida pela onda é igual à altura do corpo de prova, que varia ao longo do ensaio, menos o comprimento de penetração (d_e) dos dois *bender elements*. Ou seja, a distância percorrida pela onda é igual a: $d = H - 2d_e$.

Para determinar o tempo de propagação da onda foi adotada a técnica de medição direta, considerada uma técnica imediata e simples, porém subjetiva. Essa técnica consiste em identificar, no vídeo do osciloscópio, o intervalo de tempo entre o início da onda de transmissão e a primeira chegada da onda de resposta, o instante em que ocorre a primeira inflexão da onda de saída.

A Figura 130 apresenta os equipamentos utilizados para medição do tempo de propagação das ondas “S”, no presente estudo.

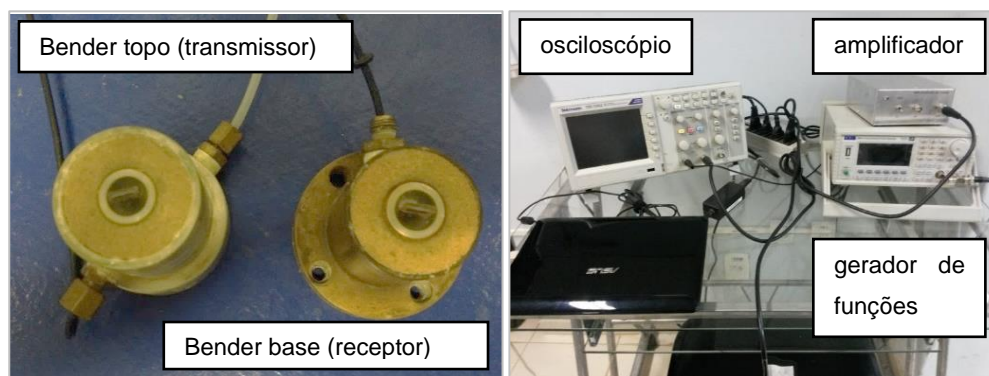


Figura 130 - Equipamentos utilizados para leitura de ondas "S"

7.3.2. Metodologia

7.3.2.1. Pré-ensaio

7.3.2.1.1. Calibração dos instrumentos

A fase inicial dos ensaios envolveu a calibração dos instrumentos de medição utilizados na prensa triaxial servo-controlada do tipo Bishop-Wesley, sendo estes: célula de carga, medidor de variação de volume (MVV), transdutor de deslocamento externo do tipo LSCDT, e transdutores de pressão. As calibrações foram cuidadosamente realizadas, de forma a simular, de maneira mais próxima possível, o comportamento dos instrumentos durante os ensaios, além de terem sido realizadas em linha de instrumentação exclusiva, devidamente aterrada, evitando-se interferências externas. Os procedimentos e as calibrações realizadas para os instrumentos utilizados são apresentados no Anexo 2.

7.3.2.1.2. Saturação das tubulações e pedras porosas

Antes do início de cada ensaio, foi realizada a percolação de água pelas linhas do sistema, a fim de se retirar qualquer bolha de ar presente no mesmo, obtendo-se a saturação de toda a tubulação de água. As pedras porosas, assim como o papel filtro, foram previamente saturados e mantidos em água destilada até a montagem do ensaio. Depois de realizada a saturação das linhas de drenagem, foram realizadas as leituras de referência dos transdutores, que representam o zero dos instrumentos.

7.3.2.2. Moldagem do corpo de prova

A moldagem dos corpos de prova de, aproximadamente, 3,8 cm de diâmetro e 7,8 cm de altura, foi feita por meio de torno manual e moldes bi-partidos (diretamente no campo).

A moldagem pelo torno manual (Figura 131) foi realizada com o auxílio de uma faca afiada, onde é feito o desbaste lateral grosseiro da amostra, conforme gira-se o corpo de prova e, com uma régua, faz-se o acabamento fino. Após a moldagem do cilindro de solo, o corpo de prova é disposto em um berço metálico, com 7,8 cm de comprimento (Figura 131), de forma a dar o acabamento final no topo e base do corpo de prova, resultando em amostras com dimensões similares.

A moldagem foi realizada, sempre, evitando-se qualquer perturbação no corpo de prova, assim como a perda de umidade.

A moldagem pelo bi-partido (Figura 131) foi realizada em campo, por meio da cravação dos moldes na área de interesse, deixando-se um excesso de material no topo e na base. Em laboratório, o excedente de material no topo e na base foi retirado para determinação da umidade, o bi-partido foi colocado no extrator de amostras, tendo sua braçadeira afrouxada, de modo a se retirar o corpo de prova inteiro de dentro do mesmo.

Do solo excedente da moldagem foi determinado o teor de umidade para o respectivo corpo de prova, para, juntamente com seu peso e volume, determinação dos índices físicos. Antes de se iniciar o ensaio triaxial, o corpo de prova foi pesado.



Figura 131 - Equipamentos usados na moldagem dos corpos de prova – torno manual, berço e bi-partido

7.3.2.3.Procedimento de ensaio

7.3.2.3.1.Montagem do corpo de prova na prensa triaxial

A montagem do corpo de prova na prensa triaxial seguiu a ordem: pedra porosa e papel filtro na base, corpo de prova, papel filtro e pedra porosa no topo, *top cap*, aplicação da membrana de látex, com auxílio do cilindro bipartido, aplicação dos anéis de borracha (*o-rings*) para fixação e vedação da membrana, no topo e na base, e remoção do cilindro bipartido. Os *bender elements*, utilizados no equipamento servo-controlado, foram fixos nas pedras porosas e inseridos no topo e na base do corpo de prova, ficando diretamente em contato com o solo.

Após a montagem do corpo de prova na prensa triaxial, a câmara era fechada, tomando-se cuidado com a fiação dos *bender elements* (no equipamento

servo-controlado) e com a tubulação de drenagem, e era feito o ajuste da célula de carga, deslocando-a na vertical até encostar no *top cap*.

7.3.2.3.2.Saturação

A saturação consistiu em três etapas: capilaridade, percolação de água na amostra e aplicação de incrementos de pressão confinante e contrapressão, alternadamente.

Capilaridade

A saturação por capilaridade foi a primeira etapa da saturação aplicada, em sua maioria, nos corpos de prova do SR-N1. Essa etapa consistiu em colocar o corpo de prova, ainda no bi-partido, em contato com um papel filtro e uma pedra porosa (previamente saturados) em sua base dentro de um recipiente com água (até aproximadamente a metade da altura do bi-partido), de modo a permitir o preenchimento dos vazios por capilaridade.

Percolação de água

A saturação por percolação teve início logo após a preparação da amostra. A percolação, no presente trabalho, foi realizada da base para o topo do corpo de prova. A base do corpo de prova foi ligada ao sistema de Mariotte (Figura 132), e o topo aberto para a atmosfera em uma altura, aproximada, de um metro abaixo da base do corpo de prova, de modo a criar uma sucção aproximada de 10kpa, mantendo-se uma pressão confinante na câmara de 20kpa. As condições foram mantidas até que o volume percolado fosse equivalente a, no mínimo, o dobro do volume de vazios inicial do corpo de prova.

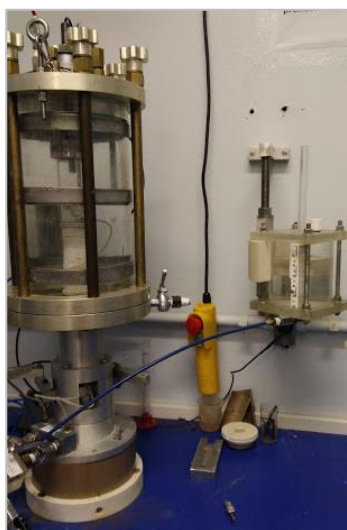


Figura 132 – Layout do equipamento com o sistema de Mariotte

Aplicação de Contrapressão

A saturação por contrapressão tem a finalidade de promover a completa saturação do corpo de prova, por meio da dissolução do ar na água.

O aumento de contrapressão foi realizado em etapas. Após o aumento da tensão confinante, a contrapressão era ajustada de modo a se manter uma tensão efetiva de 10 kPa em cada estágio. Tanto as drenagens do topo, quanto da base do corpo de prova foram mantidas ligadas ao medidor de variação de volume.

O critério adotado para determinar o tempo de aplicação de cada incremento de contrapressão foi a estabilização do medidor de variação de volume. Após a estabilização da curva 'variação de volume x tempo', o corpo de prova ainda ficava submetido cerca de 30 minutos às tensões de cada estágio para equalização das pressões, minimizando assim a magnitude das tensões efetivas geradas, principalmente no centro do corpo de prova, ao ser aplicado um novo acréscimo de tensão confinante (Carvalho, 2012). Ao final de cada estágio, determinava-se o parâmetro B de poropressão (definido como a razão entre a variação de poropressão em um corpo de prova na condição não drenada pela variação de tensão total imposta). O solo foi considerado saturado quando $B \geq 0,98$.

7.3.2.3.3. Adensamento isotrópico

O adensamento isotrópico foi realizado aumentando-se a tensão confinante, em condições não drenadas, até o valor desejado de tensão efetiva de adensamento. Em seguida, as drenagens do topo e a base eram abertas, permitindo o adensamento da amostra. A estabilização da curva de 'variação de volume x tempo' indicava o término do adensamento primário. As medidas para correção de altura e volume dos corpos de prova foram realizadas, possibilitando o cálculo dos novos índices físicos.

7.3.2.3.4. Adensamento anisotrópico

O adensamento anisotrópico foi realizado após um adensamento isotrópico inicial, seguido por um aumento de tensão desviadora, mantendo-se p' constante, até atingir o valor de K ($K = \sigma'^3 / \sigma'^1$) desejado, para então dar início ao adensamento anisotrópico. Os ensaios com adensamento anisotrópico foram realizados no equipamento triaxial servo-controlado, com tensão controlada, de forma a se manter uma trajetória de K constante até determinado valor de p' , mantendo-se uma condição drenada no sistema.

7.3.2.3.5.Cisalhamento

Após o adensamento, isotrópico e/ou anisotrópico, foi realizado o cisalhamento do corpo de prova. Foram realizados ensaios de cisalhamento por deslocamento controlado (velocidade estabelecida de acordo com Head (1998)) e por tensão controlada, seguindo diferentes caminhos de tensão (descarregamento lateral, p' constante e excesso de poropressão).

Nos ensaios de deformação controlada, a base do corpo de prova foi submetida à uma velocidade de deslocamento constante de 0,0625 mm/min, velocidade bastante abaixo da velocidade recomendada por Blight (1964), conforme Head (1998). No caso de ensaios não drenados (CIU), as válvulas de drenagem foram mantidas fechadas, a fim de se manter as condições não drenadas dentro do corpo de prova, e a compressão axial imposta foi suficientemente lenta de forma a permitir a equalização dos excessos de poropressão gerados ao longo da altura do corpo de prova. No caso de ensaios drenados (CID), as válvulas de drenagem foram mantidas abertas, e a compressão axial imposta foi suficientemente lenta de forma a permitir a total drenagem da água do corpo de prova, sem geração de excesso de poropressão.

Nos ensaios de tensão controlada, o cisalhamento se deu à uma taxa de acréscimo ou descarregamento de tensão de 10 kPa/h, na condição drenada, sendo estas condições suficientes lentas, de forma a permitir a total drenagem da água do corpo de prova, sem geração de excesso de poropressão. Nos ensaios de cisalhamento por descarregamento lateral, a tensão efetiva confinante diminuía à medida que o sistema controlava a tensão desviadora, de forma se manter uma tensão vertical efetiva constante. Nos ensaios de cisalhamento por p' constante, o sistema aumentava a tensão vertical, mantendo-se a tensão efetiva confinante constante, até atingir a ruptura.

Ao final dos ensaios, determinou-se o teor de umidade de cada corpo de prova.

8 Resultados dos ensaios de resistência

No presente capítulo são apresentados os resultados de resistência para os três solos estudados, SR-N1, SR-N2 e SR-N3.

Foram realizados ensaios de cisalhamento direto com plano cortado e superfície polida, ensaios de adensamento edométricos e ensaios triaxiais, seguindo diferentes caminhos de tensões, de forma a avaliar a influência dos diferentes graus de alteração do solo, no comportamento tensão-deformação-resistência dos mesmos.

8.1. Ensaio de cisalhamento direto com plano cortado e superfície polida

Com o objetivo de se determinar a resistência residual foram realizados ensaios de cisalhamento direto com plano cortado e superfície polida, utilizando-se tensões normais iniciais de adensamento de 25, 75 e 150 kPa, para os três solos estudados. A Tabela 26 apresenta os índices físicos dos solos estudados no início, após o adensamento do primeiro cisalhamento, e no final do ensaio.

Tabela 26 - Índices físicos - ensaio cisalhamento direto

Solo	σ'_n (kPa)	Índices físicos iniciais						Após o adens	Finais
		G_s	w_0 (%)	γ_t (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	e_0	S_0	e_{adens}	w_f (%)
SR-N1	24,22	2,625	17,74	15,13	12,85	0,999	46,54	0,924	41,55
	73,85		18,31	14,24	12,04	1,134	42,30	1,052	39,33
	144,76		17,54	15,71	13,37	0,922	49,81	0,726	31,98
SR-N3	24,22	2,671	23,42	16,18	13,11	0,994	62,79	0,951	34,50
	73,85		23,81	16,01	12,93	1,022	62,10	0,888	31,44
	144,76		23,22	16,31	13,24	0,975	63,47	0,803	26,51
SR-N2	24,32	2,699	25,56	15,36	12,24	1,159	59,39	1,130	38,51
	73,85		25,31	15,84	12,64	1,090	62,54	0,954	34,73
	144,76		19,75	15,24	12,73	1,076	49,44	0,810	30,37

Na Figura 133, Figura 134 e Figura 135 são apresentadas as curvas tensão cisalhante (τ) versus deslocamento horizontal, deslocamento vertical versus deslocamento horizontal e a razão tensão cisalhante/tensão normal (τ/σ_n) versus deslocamento horizontal, tanto para o primeiro cisalhamento, correspondente à obtenção da resistência máxima, quanto para o último cisalhamento, correspondente à obtenção da resistência residual, para os três solos estudados. Deslocamentos positivos descrevem a compressão do corpo de prova.

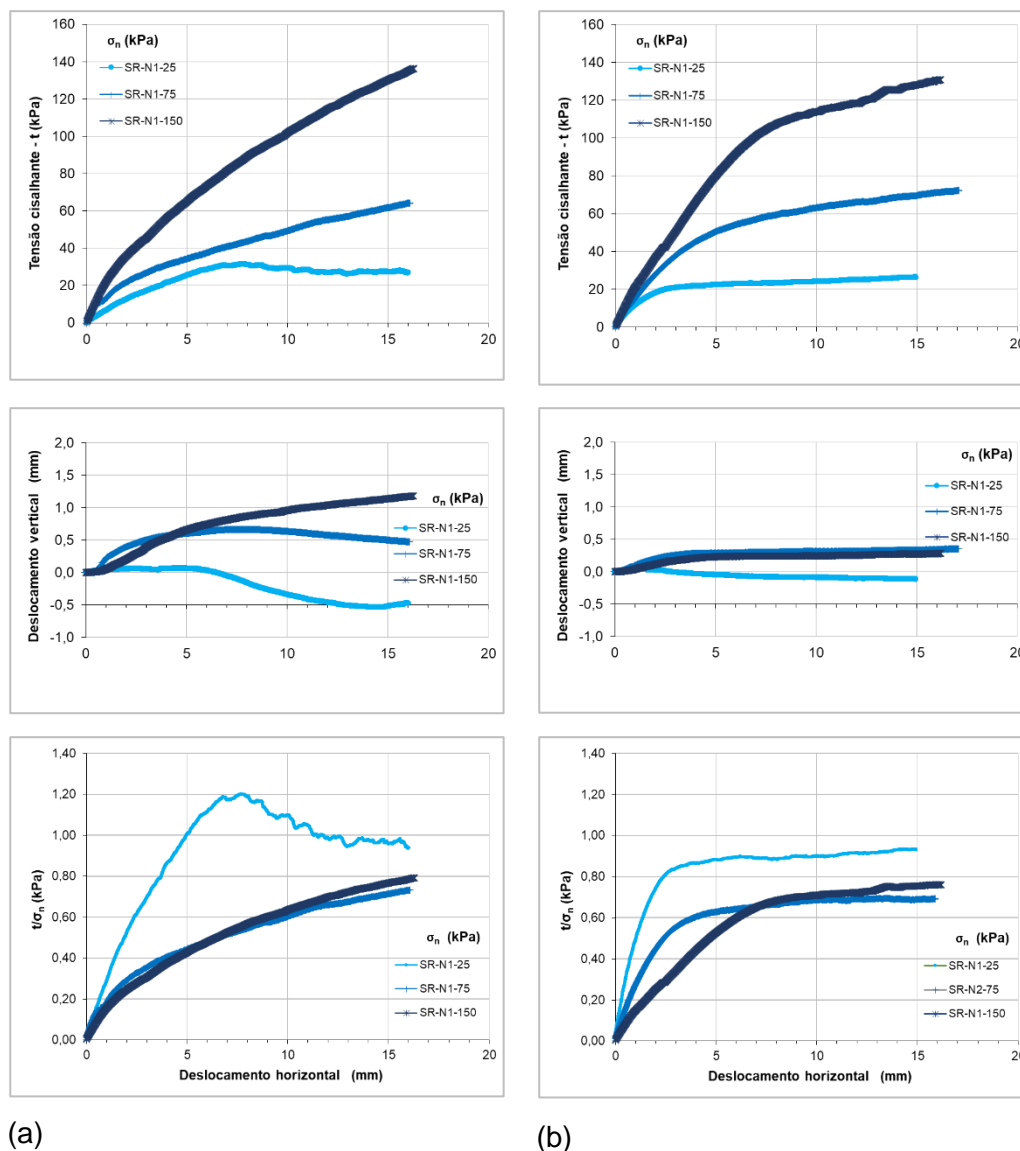


Figura 133 - Resultados do ensaio de cisalhamento direto com plano cortado e superfície polida – SR-N1 (a) resistência máxima (b) resistência residual

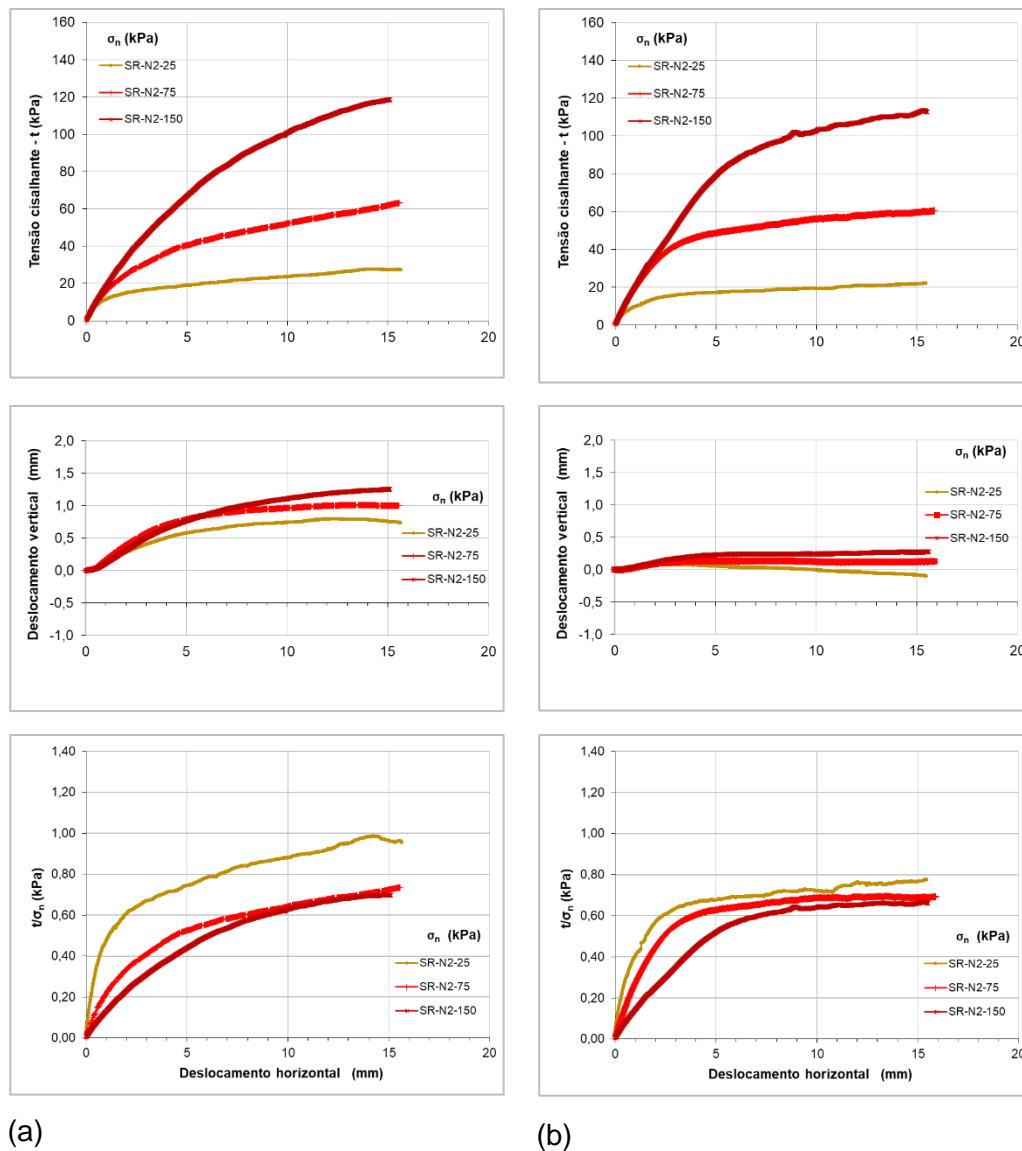


Figura 134 - Resultados do ensaio de cisalhamento direto com plano cortado e superfície polida – SR-N2 (a) resistência máxima (b) resistência residual

Conforme apresentado na Figura 133(a), na etapa de obtenção da resistência máxima, apenas o ensaio realizado com a menor tensão normal, de 25 kPa, apresentou resistência de pico. Os ensaios realizados com tensão normal intermediária e superior apresentaram comportamento do tipo *strain-hardening*, com aumento de tensão até o final do ensaio. O comportamento dos corpos de prova foi de compressão, com exceção do ensaio de menor tensão, onde foi observado um comportamento de extensão a partir do deslocamento horizontal correspondente à tensão de pico do cisalhamento. Observando-se as figuras de razão tensão cisalhante/tensão normal em função do deslocamento horizontal, verifica-se uma tendência a um agrupamento das curvas. Observando-se a Figura

133(b), verifica-se que o comportamento do solo, na condição de resistência máxima e residual, não é significativamente diferente. Com exceção do ensaio realizado com a menor tensão normal que, na condição residual, não apresenta pico. A diferença de comportamento, observado para os resultados do ensaio de menor tensão normal, pode estar relacionado à alguma cimentação presente na amostra, herdada da rocha de origem.

Conforme apresentado na Figura 134(a), na etapa de obtenção da resistência máxima, todos os ensaios apresentaram comportamento do tipo *strain-hardening*, com acréscimo de tensão até o final do ensaio. O comportamento dos corpos de prova foi de compressão. Observando-se as figuras de razão tensão cisalhante/tensão normal em função do deslocamento horizontal, verifica-se uma tendência a um agrupamento das curvas. Observando-se a Figura 134(b), verifica-se que o comportamento do solo, na condição de resistência máxima e residual, não é significativamente diferente. Com exceção do ensaio realizado com a menor tensão normal que, na condição residual, apresenta um comportamento de extensão, evidenciado a partir de cerca de 5mm de deslocamento horizontal.

Conforme apresentado na Figura 135(a), na etapa de obtenção da resistência máxima, assim como para o SR-N2, todos os ensaios apresentaram comportamento do tipo *strain-hardening*, com acréscimo de tensão até o final do ensaio. O comportamento dos corpos de prova foi de compressão, com exceção do ensaio realizado com menor tensão normal, onde, a partir de cerca de 5 mm de deslocamento horizontal, verifica-se um comportamento de extensão. Observando-se as figuras de razão tensão cisalhante/tensão normal em função do deslocamento horizontal, verifica-se uma tendência a um agrupamento das curvas. Observando-se a Figura 135(b), assim como para os solos SR-N1 e SR-N2, verifica-se que o comportamento do solo, na condição de resistência máxima e residual, não é significativamente diferente. Com exceção do ensaio realizado com a tensão normal máxima, onde observa-se um comportamento inesperado, tendo sido obtidos, na condição residual, maiores valores de tensão cisalhante do que na condição de resistência máxima. Assim como observado na primeira etapa do ensaio, condição de resistência máxima, o ensaio realizado com a menor tensão normal apresenta um comportamento de extensão, evidenciado a partir de cerca de 5 mm de deslocamento horizontal.

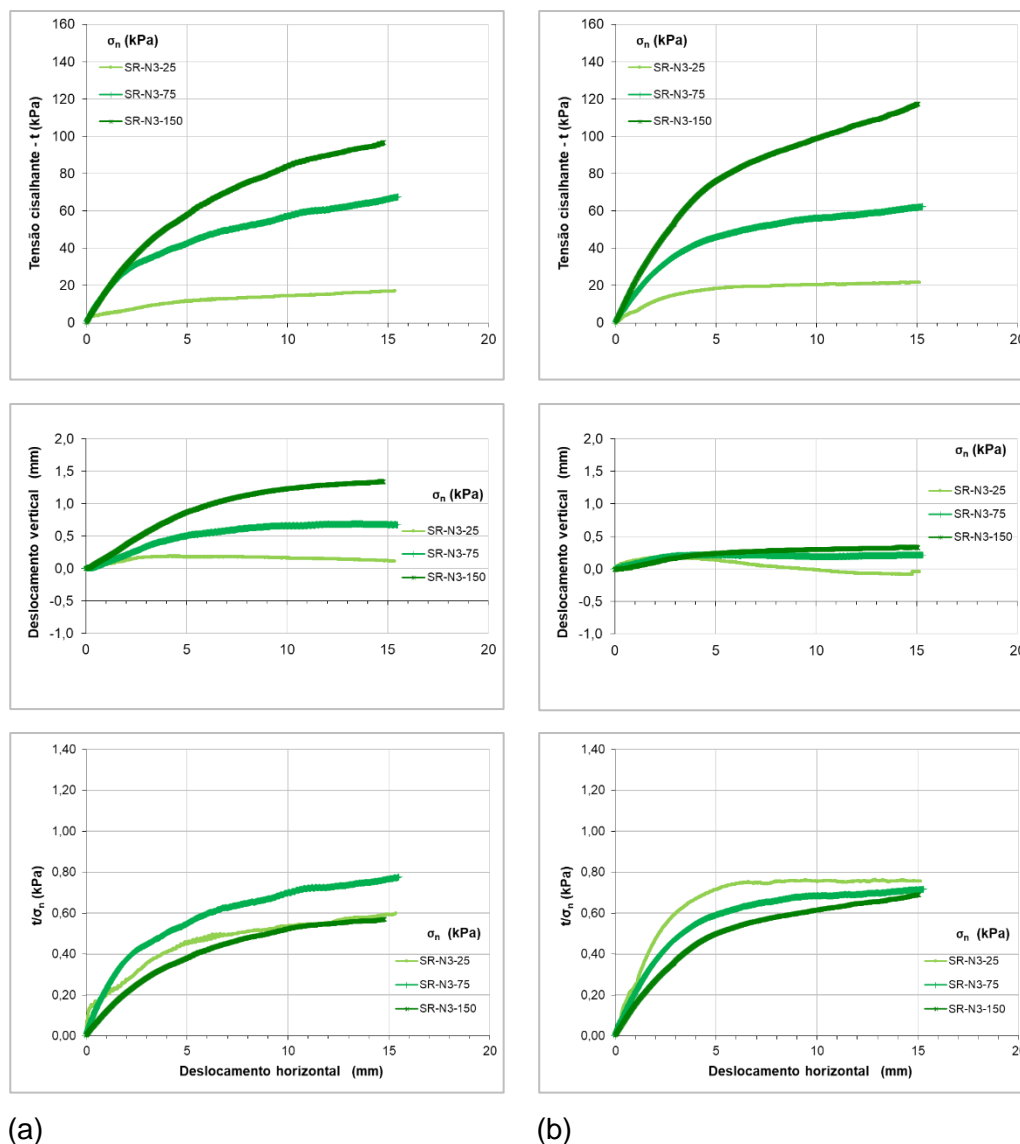


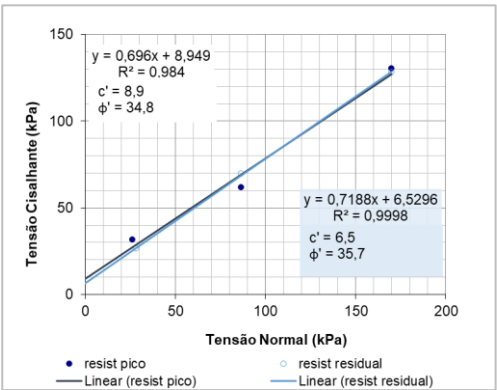
Figura 135 - Resultados do ensaio de cisalhamento direto com plano cortado e superfície polida – SR-N3 (a) resistência máxima (b) resistência residual

Conforme observado nas Figura 133, Figura 134 e Figura 135, as curvas τ x deslocamento horizontal não apresentam pico de resistência para as tensões normais aplicadas, para os três solos estudados, com exceção do ensaio com σ_n de 25 kPa para o SR-N1, no ensaio para obtenção da resistência máxima. Dessa forma, foi considerado como critério de ruptura, o momento no qual a tensão cisalhante atinge uma deformação de 15 mm tanto para o ensaio para obtenção da resistência máxima, como para o ensaio de obtenção da resistência residual. A Tabela 27 apresenta os dados na ruptura da fase de obtenção da resistência de pico e residual.

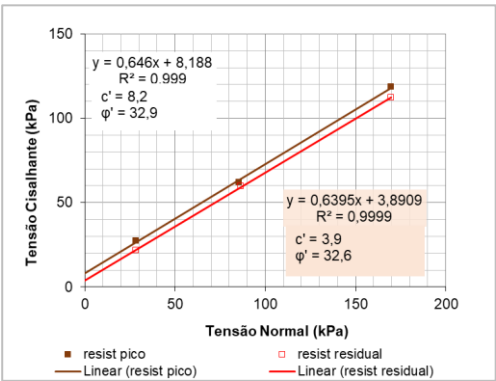
Tabela 27 – Resultados na ruptura – fase de obtenção da resistência de pico e residual, obtidos pelo ensaio cisalhamento direto

Solo	σ'_n (kPa)	Dados na ruptura pico				Dados na ruptura residual			
		δh (mm)	τ (kPa)	σ'_n (kPa)	c' / ϕ'	δh (mm)	τ (kPa)	σ'_n (kPa)	c' / ϕ'
SR-N1	24,22	7,77	31,44	26,22	8,9 / 34,8	15,00	26,40	28,40	6,5 / 35,7
	73,85	15,00	61,90	86,60		15,00	69,70	86,60	
	144,76	15,00	130,20	169,80		15,00	128,20	169,80	
SR-N2	24,22	15,00	16,90	28,50	8,2 / 32,9	15,00	21,60	28,50	3,9 / 32,6
	73,85	15,00	66,40	86,60		15,00	61,80	86,60	
	144,76	14,80	96,80	169,30		14,80	116,30	169,40	
SR-N3	24,32	15,00	16,90	28,50	7,5 / 29,0	15,00	21,60	28,50	2,9 / 33,9
	73,85	15,00	66,40	86,61		15,00	61,80	86,61	
	144,76	15,00	96,80	169,30		15,00	116,54	169,76	

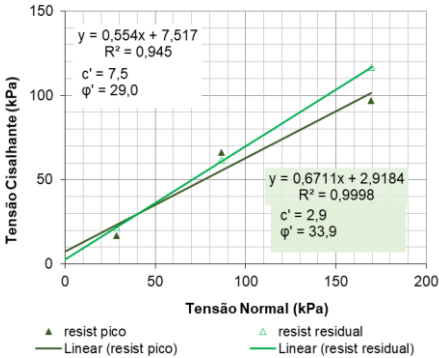
Na Figura 136 são apresentadas as envoltórias de resistência de pico e residual para os três solos estudados.



(a)



(b)



(c)

Figura 136 - Envoltórias de resistência de pico e residual para os solos: (a) SR-N1; (b) SR-N2; e (c) SR-N3

Observa-se, pelas envoltórias de resistência de pico e residual que, com exceção do SR-N3, os solos estudados apresentaram envoltórias bastante semelhantes. Ressalta-se que o SR-N3, apresentou uma envoltória residual ligeiramente diferente, devido ao valor de resistência residual, para o ensaio de maior nível de tensão, superior à resistência máxima, sugerindo-se algum erro no ensaio realizado.

Na Figura 137 é apresentado um comparativo entre as envoltórias de resistência de pico e residual para os três solos estudados. Na Figura 138 são apresentados comparativos dos valores de c' e ϕ' relativos às envoltórias de resistência de pico e residual para os três solos estudados.

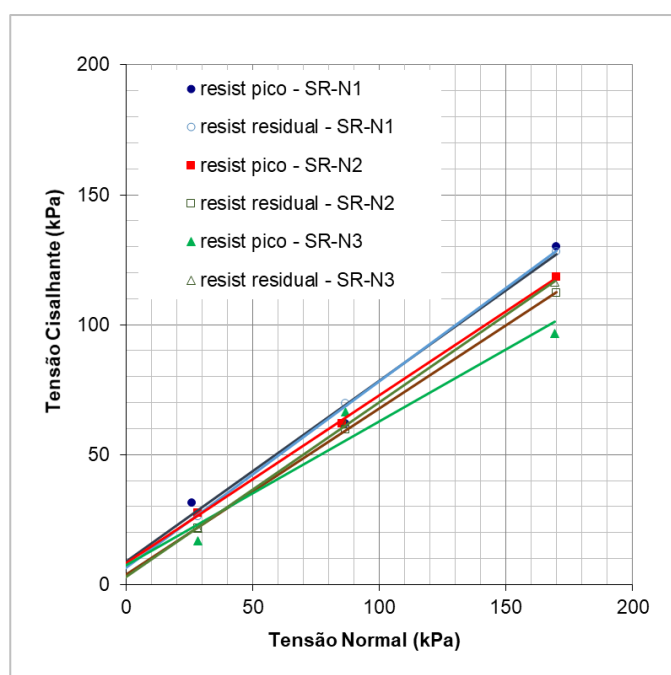


Figura 137 - Comparativo entre envoltórias de resistência de pico e residual para os solos SR-N1, SR-N2 e SR-N3

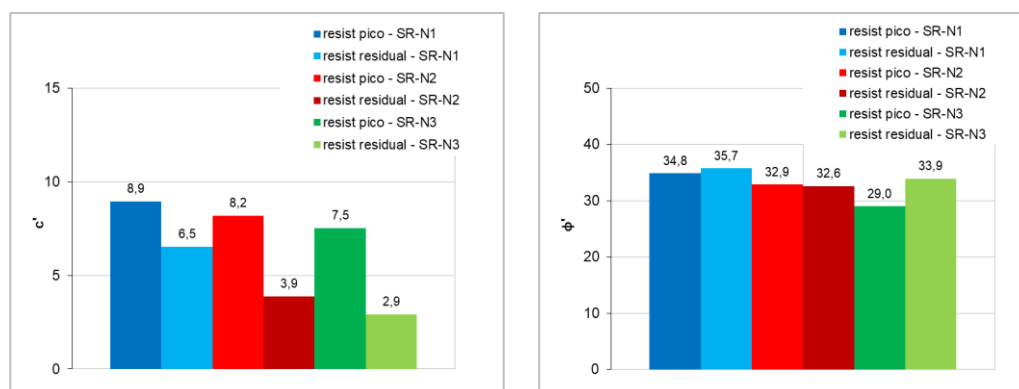


Figura 138 - Variação de c' e ϕ' em função do intemperismo

Por meio dos resultados obtidos pode-se dizer que o valor de c' decresce conforme aumenta o grau de alteração do solo. Em relação ao valor de ϕ' foi observada uma tendência de diminuição destes conforme aumenta o grau de alteração do solo.

8.2. Ensaio compressão confinada / unidimensional (edométrico)

Com o objetivo de se estimar a linha de compressão virgem, foram realizados dois ensaios de adensamento edométrico, para cada solo estudado, sendo um para uma amostra indeformada e outro para uma amostra reconstituída.

A Tabela 28 apresenta os índices físicos no início do ensaio dos solos estudados.

Tabela 28 - Índices físicos - ensaio adensamento edométrico

Solo	amostra	Índices físicos iniciais					
		G_s	w_0 (%)	γ_t (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	e_0	S_0
SR-N1	Indeformada	2,625	19,32	14,86	12,46	1,06	47,64
	remoldada		19,32	12,40	10,39	1,47	34,37
SR-N2	Indeformada	2,671	21,60	16,25	13,36	0,96	60,21
	remoldada		21,60	12,28	10,10	1,59	36,23
SR-N3	Indeformada	2,699	22,60	15,58	12,71	1,08	56,42
	remoldada		22,60	12,10	9,87	1,68	36,30

A Figura 139 apresenta uma comparação entre as curvas de tensão vertical *versus* índice de vazios normalizado e tensão vertical *versus* volume específico normalizado para as amostras indeformadas e reconstituídas dos três solos estudados.

Observa-se, para as amostras indeformadas, uma inclinação similar nas curvas normalizadas, sendo que as amostras SR-N1 e SR-N3 seguem, aproximadamente a mesma trajetória, enquanto a curva do SR-N2 apresenta índices de vazios inferiores. Nas amostras reconstituídas, os três solos apresentaram diferença nos índices de vazios, porém as amostras mais alteradas, SR-N2 e SR-N3, apresentam a mesma inclinação da curva de compressão, sendo esta ligeiramente diferente para a amostra do solo menos alterado, SR-N1.

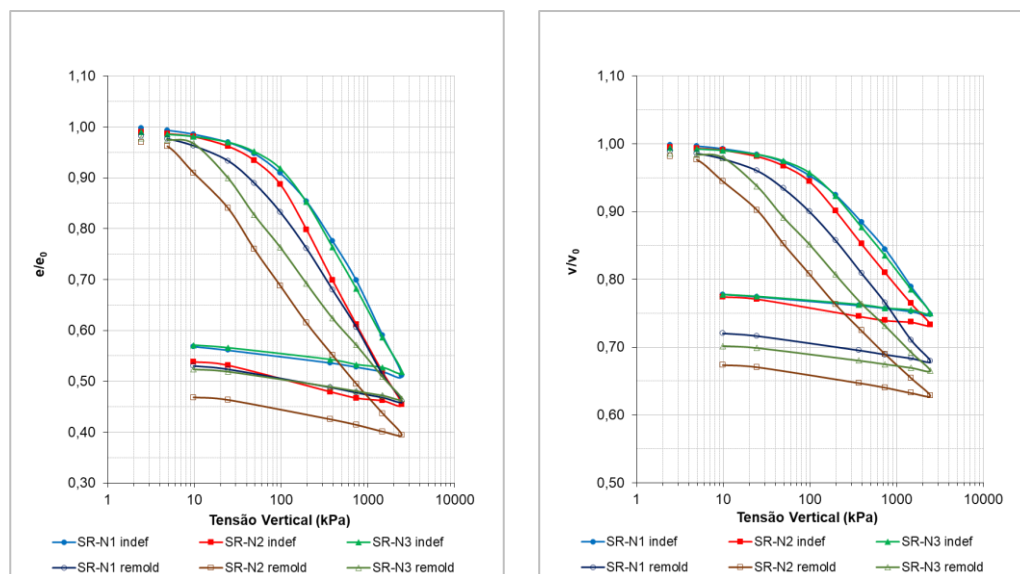


Figura 139 - Comparação curvas $\log \sigma'_v \times e/e_0$ e $\log \sigma'_v \times v/v_0$ para os solos SR-N1, SR-N2 e SR-N3

8.2.1. Curva de compressão confinada e isotrópica

Ensaio de adensamento isotrópico, e anisotrópico, foram realizados em prensas triaxiais, previamente à ruptura (conforme apresentado posteriormente). As Figura 140, Figura 141 e Figura 142 apresentam os resultados dos ensaios de adensamento, normalizados em função do volume específico, a fim de comparação com os ensaios de compressão confinada realizados.

Observa-se, para o SR-N1, que os ensaios de adensamentos isotrópicos SR-N1 P1 e SR-N1 P3, apresentados apenas no presente item a fim de comparação, seguem o mesmo caminho de tensões do adensamento edométrico, sugerindo um valor de K_0 igual a 1,0. Porém, foram realizados ensaios de adensamento seguindo-se a trajetória de K_0 , e os caminhos de tensões dos mesmos não coincidem com o do adensamento edométrico, assim como o valor de K_0 obtido foi diferente de 1,0 (apresentado posteriormente). São apresentados, ainda, os pontos dos ensaios CIU realizados, onde observa-se uma tendência inferida (linha pontilhada) aos mesmos seguirem o comportamento do caminho de tensões edométrico.

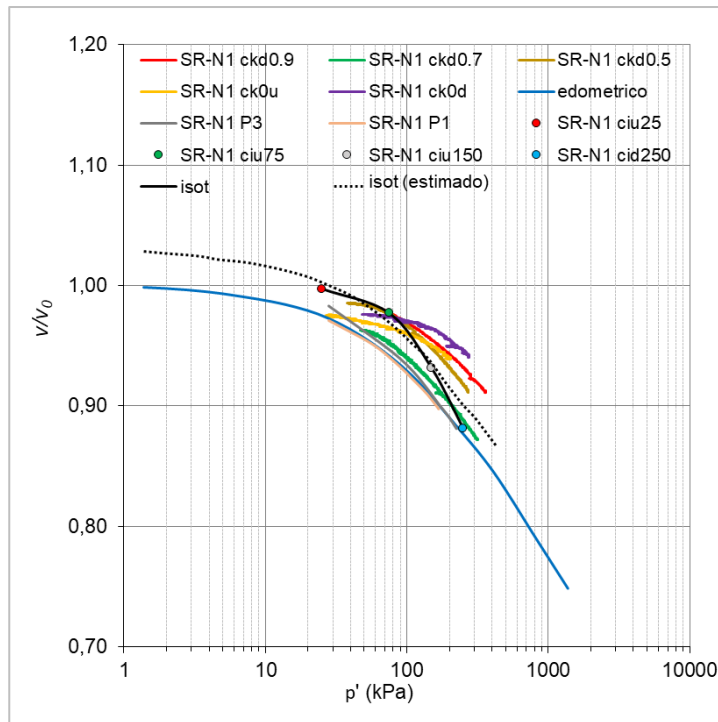


Figura 140 – Comparação dos dados de adensamento – SR-N1

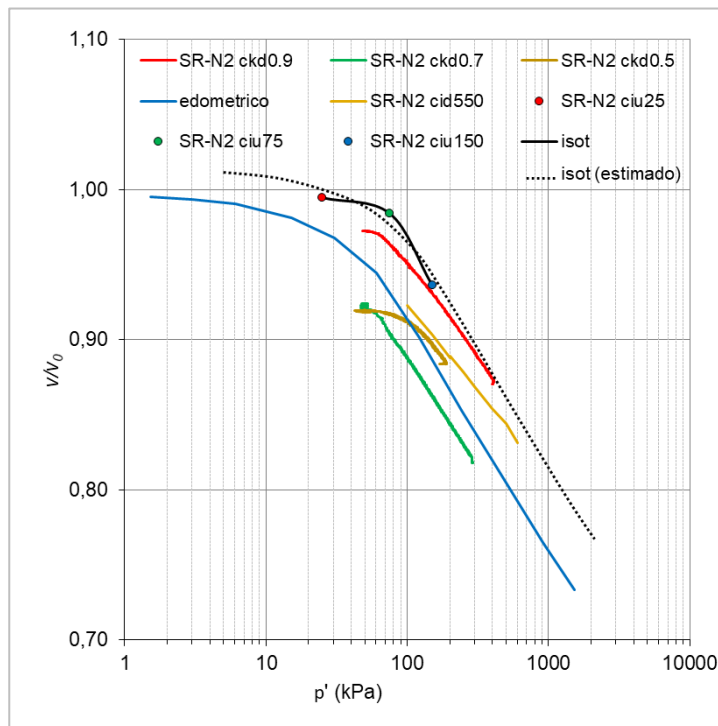


Figura 141 – Comparação dos dados de adensamento – SR-N2

Observa-se, para o SR-N2, que o adensamento isotrópico SR-N2 CID550 apresenta uma mudança na direção do caminho de tensões em torno de 500 kPa, porém o ensaio não atingiu tensões elevadas o suficiente para se concluir se tende

a seguir o caminho de tensões obtido no ensaio edométrico. Os pontos dos ensaios CIU realizados, apresentam uma tendência (linha pontilhada) aos mesmos seguirem o comportamento do caminho de tensões edométrico. A curva de adensamento do ensaio CKD0.7 situa-se abaixo da curva de adensamento edométrico, sugerindo, conforme será observado posteriormente em outros resultados, algum problema na execução deste ensaio.

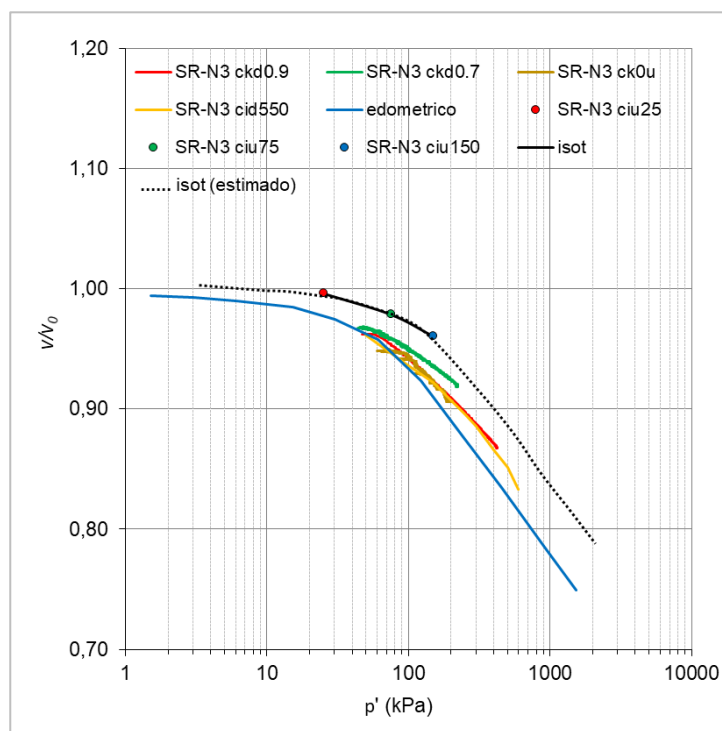


Figura 142 – Comparação dos dados de adensamento – SR-N3

Observa-se, para o SR-N3, que o adensamento isotrópico SR-N3 CID550, assim como os pontos dos ensaios CIU, seguem o mesmo comportamento (linha pontilhada) do caminho de tensões do adensamento edométrico. Observa-se, que os ensaios CKD0.9 e CID550 seguem o mesmo caminho de tensões do ensaio de adensamento seguindo-se a trajetória de K_0 , sugerindo-se que o valor de K_0 seria próximo a 0,9 ou 1,0, porém os caminhos de tensões dos mesmos não coincidem com o do adensamento edométrico, assim como o valor de K_0 obtido foi diferente de 1,0 (apresentado posteriormente).

Observa-se, pelas figuras de comparação dos dados de adensamento dos solos estudados, uma tendência aos caminhos de tensões seguirem a mesma direção, com o paralelismo da linha de compressão virgem e linha de compressão isotrópica. Observa-se, ainda, uma menor dispersão das curvas conforme aumenta o grau de intemperismo.

8.3. Ensaaios Triaxiais

Com o objetivo de se determinar os parâmetros de resistência, dos solos estudados, foram realizados ensaios triaxiais, com adensamento isotrópico e anisotrópico, e diferentes caminhos de tensões, nas condições drenada e não drenada.

8.3.1. Ensaaios triaxiais CIU

Os ensaios triaxiais, adensados isotropicamente, com cisalhamento não drenado, foram realizados em prensas triaxiais de deformação controlada, utilizando-se tensões efetivas de adensamento de 25, 75 e 150 kPa, para os três solos estudados.

A Tabela 29 apresenta os índices físicos dos solos estudados no início, após o adensamento, e no final do ensaio.

Tabela 29 - Índices físicos - ensaio triaxial CIU

Solo	σ'_c (kPa)	Índices físicos iniciais						Após o adens	Finais	
		G_s	w_0 (%)	γ_t (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	e_0	S_0	e_{adens}	w_f (%)	e_f
SR-N1	25	2,625	19,9	15,25	12,72	1,04	50,4	1,03	33,5	1,03
	75		20,3	14,92	12,40	1,09	49,0	1,04	36,6	1,04
	150		19,9	15,28	12,74	1,03	50,6	0,89	33,5	0,89
	k0 (0,35)		18,6	16,44	13,86	0,87	56,3	0,76	32,9	0,76
SR-N2	25	2,671	22,3	16,95	13,86	0,90	66,0	0,89	34,6	0,89
	75		20,4	15,93	13,23	0,99	54,9	0,96	35,0	0,96
	150		22,2	17,60	14,40	0,83	71,4	0,71	31,7	0,71
SR-N3	25	2,699	22,7	16,03	13,07	1,04	58,9	1,03	29,5	1,03
	75		24,9	16,72	13,39	0,99	67,9	0,95	34,6	0,95
	150		22,8	16,66	13,57	0,96	63,7	0,88	32,1	0,88
	k0 (0,43)		7,7	14,46	13,42	0,98	21,2	0,80	29,4	0,80

Na Figura 143, Figura 144 e Figura 145 são apresentadas as curvas tensão (q) *versus* deformação (ϵ_a), q *versus* p' , variação de poropressão (Δu) *versus* deformação e variação de volume específico ($v = 1 + e$) *versus* p' , para os três solos estudados, respectivamente. Sendo q = tensão desviadora ($\sigma'_1 - \sigma'_3$) e p' = tensão efetiva média ($(\sigma'_1 + 2\sigma'_3)/3$).

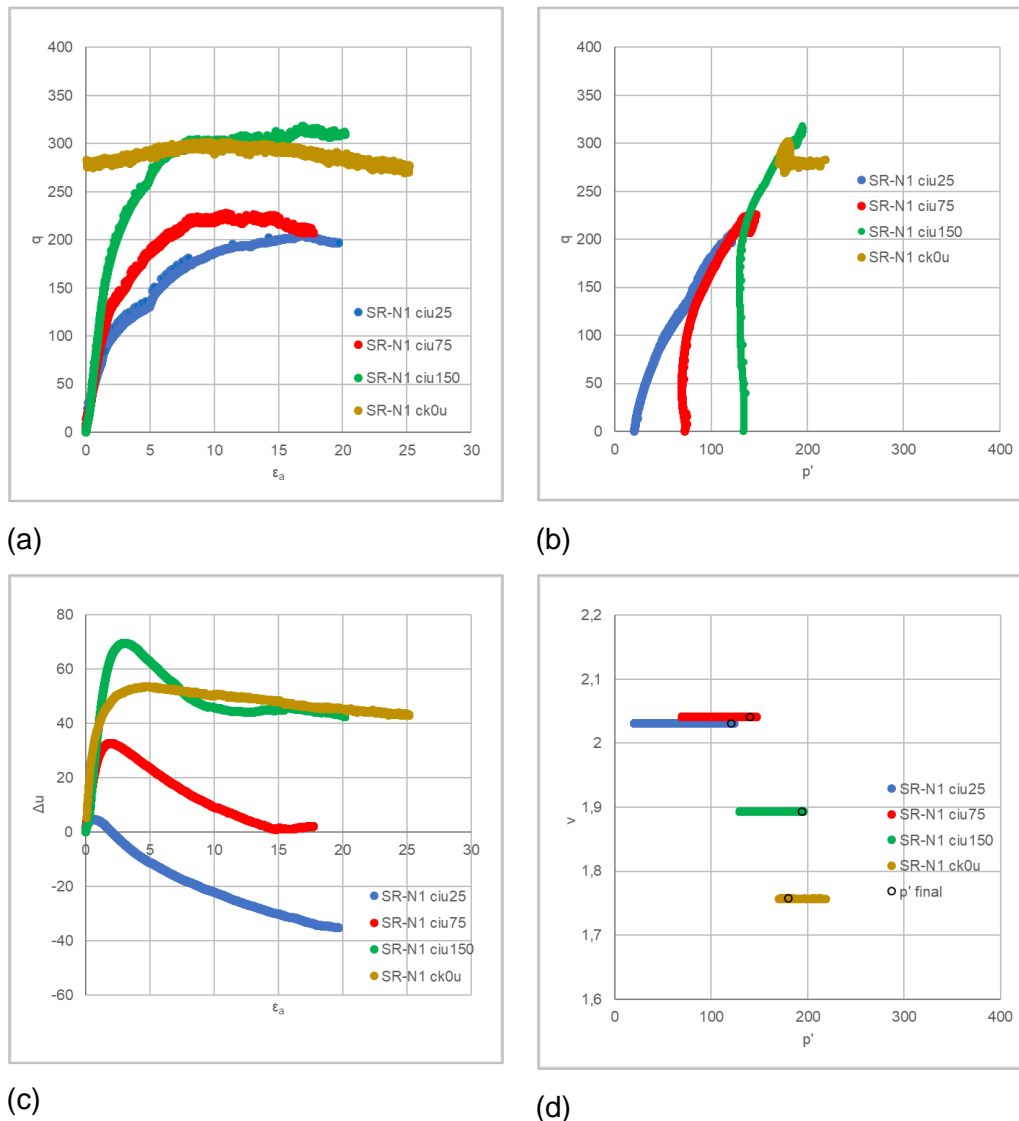


Figura 143 - Resultados dos ensaios triaxiais CIU – SR-N1 (a) $q \times \epsilon_a$ (b) $q \times p'$; (c) $\Delta u \times \epsilon_a$; e (d) $v \times p'$

A Figura 143(a), $q \times \epsilon_a$, mostra um comportamento semelhante, entre os ensaios CIU, do SR-N1, onde as curvas apresentam um crescimento rápido das tensões cisalhantes até cerca de 2%, 3% de deformação axial, seguidos por um crescimento lento, e ruptura dúctil, sem pico de ruptura claro. Observa-se, também, resistências maiores de acordo com o nível de tensão efetiva de confinamento.

A Figura 143(b) apresenta os caminhos de tensões, onde observa-se que o ensaio CK0U foi cisalhado por aumento de poropressão, seguindo um caminho horizontal para a esquerda, partindo de uma tensão cisalhante inicial de, aproximadamente, 280kPa, até atingir a envoltória de ruptura. O ensaio com

menor tensão efetiva de confinamento apresenta um caminho de tensão inclinando-se para a direita, desde o início do ensaio, enquanto os ensaios com maiores tensões de confinamento apresentam caminhos quase verticais, seguindo por uma inclinação para a direita, quando atingem a envoltória de ruptura. Por meio da Figura 143(c), variação da poropressão em função da deformação axial, observa-se, para os ensaios CIU, um aumento das poropressões até cerca de 2%, 3% de deformação axial (mesmo nível observado na Figura 143(a)), seguido por redução nos mesmos até o final dos ensaios, sendo maior essa diminuição, quanto menor o nível de tensão efetiva de confinamento.

A Figura 143(d) apresenta a variação do volume específico em função de p' . Sendo ensaios do tipo CIU não são observadas variações nos índices de vazios e , conseqüentemente nos volumes específicos, dos mesmos.

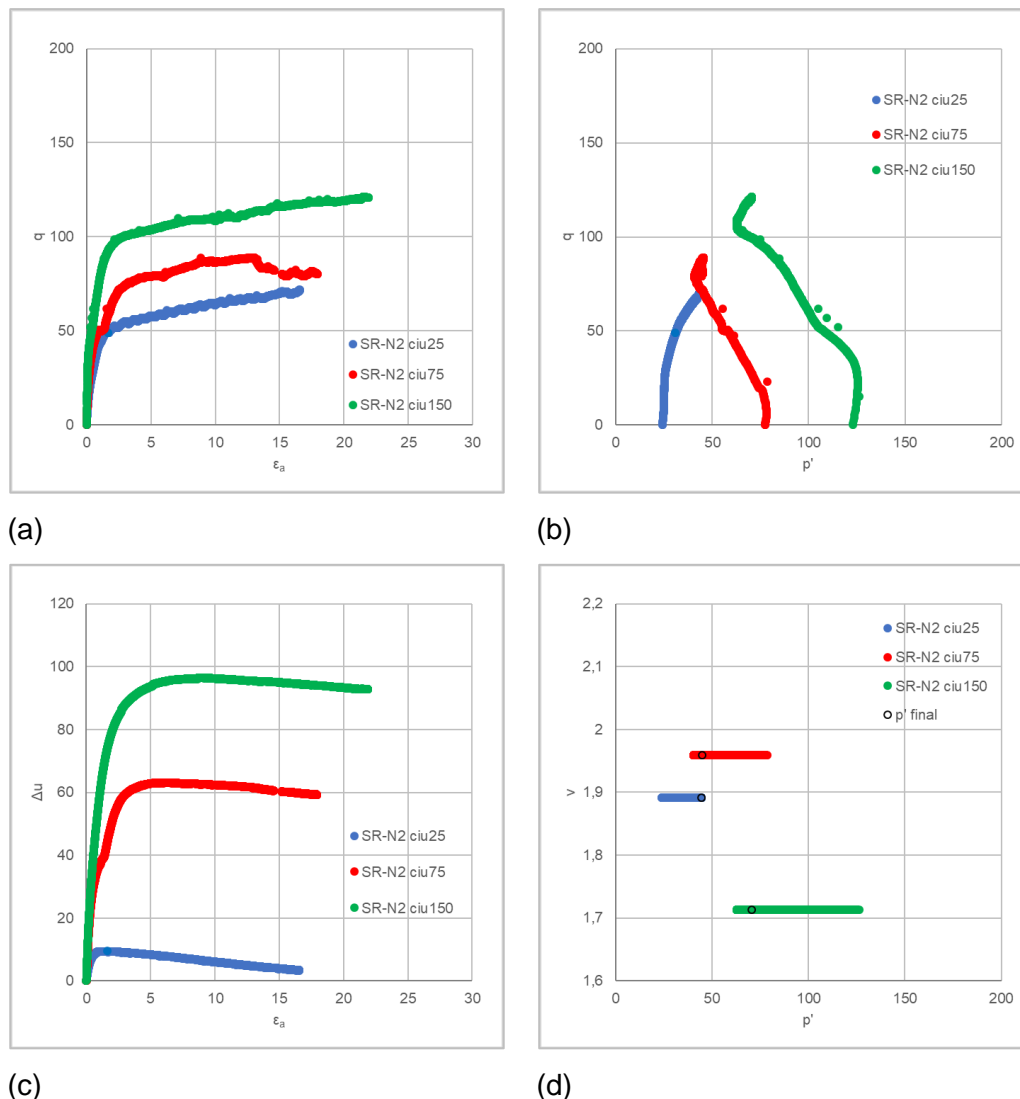


Figura 144 - Resultados dos ensaios triaxiais CIU – SR-N2 (a) $q \times \epsilon_a$ (b) $q \times p'$; (c) $\Delta u \times \epsilon_a$; e (d) $v \times p'$

A Figura 144(a), $q \times \varepsilon_a$, mostra um comportamento semelhante entre os ensaios, do SR-N2, onde as curvas apresentam um crescimento rápido das tensões cisalhantes até cerca de 2%,3% de deformação axial, seguido por um crescimento lento e contínuo de tensões até o final do ensaio. Observa-se, também, resistências maiores de acordo com o nível de tensão efetiva de confinamento.

A Figura 144(b) apresenta os caminhos de tensões, onde o ensaio com menor tensão efetiva de confinamento apresenta um caminho de tensão inclinando-se para a direita, desde o início do ensaio, enquanto os ensaios com maiores tensões de confinamento apresentam caminhos quase verticais, seguindo por uma inclinação para a esquerda e posterior inclinação para a direita, quando atingem a envoltória de ruptura.

Por meio da Figura 144(c), variação da poropressão em função da deformação axial, observa-se um aumento das poropressões até cerca de 2, 3% de deformação axial (mesmo nível observado na Figura 144(a)), seguido por redução nos mesmos até o final dos ensaios, sendo maior essa diminuição, quanto menor o nível de tensão efetiva de confinamento.

A Figura 144(d) apresenta a variação do volume específico em função de p' . Sendo ensaios do tipo CIU não são observadas variações nos índices de vazios e, conseqüentemente nos volumes específicos, dos mesmos.

Assim como observado para o SR-N2, a Figura 145(a), $q \times \varepsilon_a$, mostra um comportamento semelhante, entre os ensaios CIU, do SR-N3, onde as curvas apresentam um crescimento rápido das tensões cisalhantes até cerca de 2%,3% de deformação axial, seguido por um crescimento lento e contínuo de tensões até o final do ensaio. Observa-se, também, resistências maiores de acordo com o nível de tensão efetiva de confinamento.

A Figura 145(b) apresenta os caminhos de tensões, onde observa-se, para o ensaio CK0U, um caminho de tensão inclinando-se para a direita seguindo um caminho inclinado para a esquerda, até atingir a envoltória de ruptura. O ensaio com menor tensão efetiva de confinamento apresenta um caminho de tensão inclinando-se para a direita, desde o início do ensaio. O ensaio com tensão de confinamento intermediária apresenta um caminho de tensão inicial quase vertical, enquanto o ensaio com maior tensão de confinamento apresenta um caminho de tensão inicial inclinado para a direita e, em ambos, seguindo por uma inclinação para a esquerda e posterior inclinação para a direita, quando atingem a envoltória de ruptura.

Por meio da Figura 145(c), variação da poropressão em função da deformação axial, assim como para os solos SR-N1 e SR-N2, observa-se um aumento das poropressões até cerca de 2, 3% de deformação axial (mesmo nível observado na Figura 145(a)), seguido por redução nos mesmos até o final dos ensaios, sendo maior essa diminuição, quanto menor o nível de tensão efetiva de confinamento.

A Figura 145(d) apresenta a variação do volume específico em função de p' . Sendo ensaios do tipo CIU não são observadas variações nos índices de vazios e, conseqüentemente nos volumes específicos, dos mesmos.

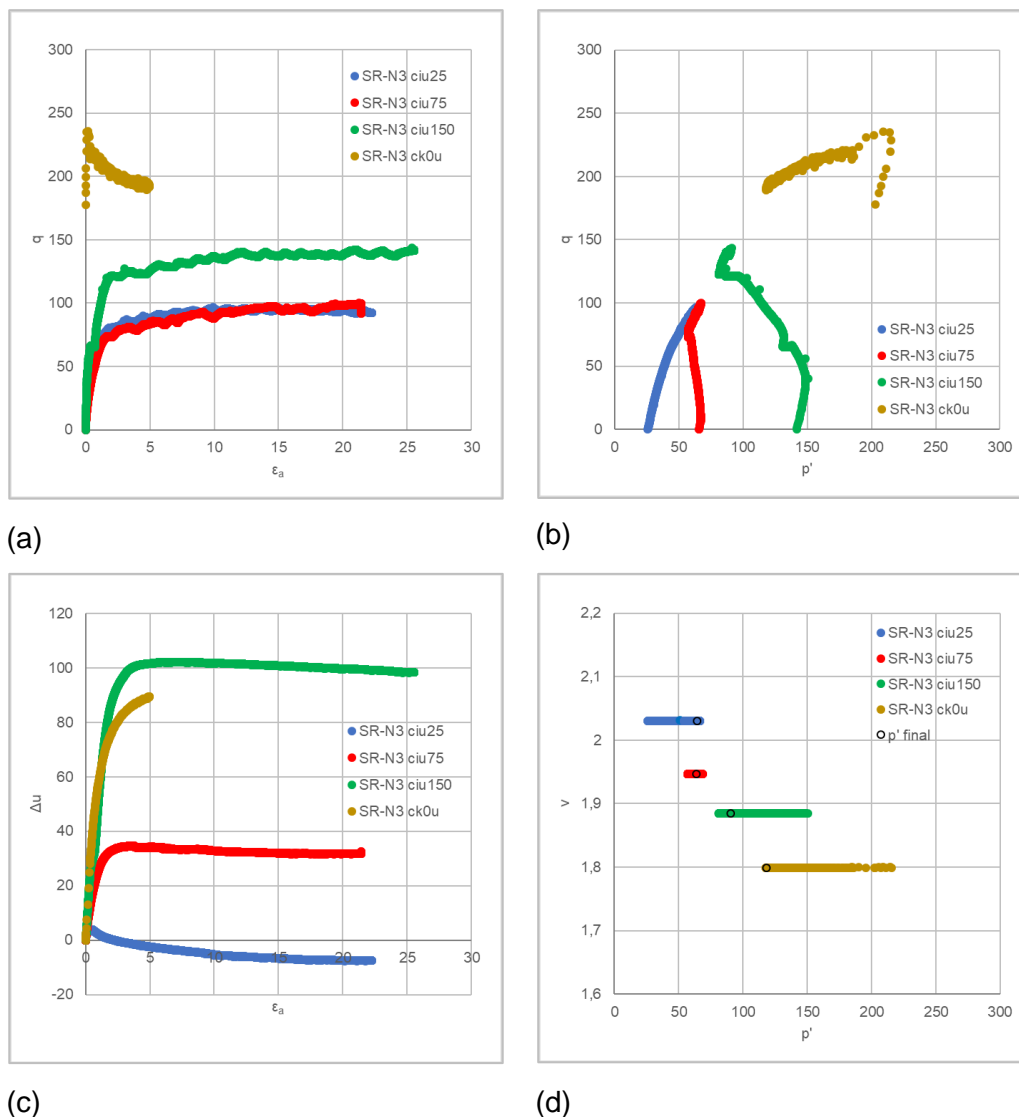
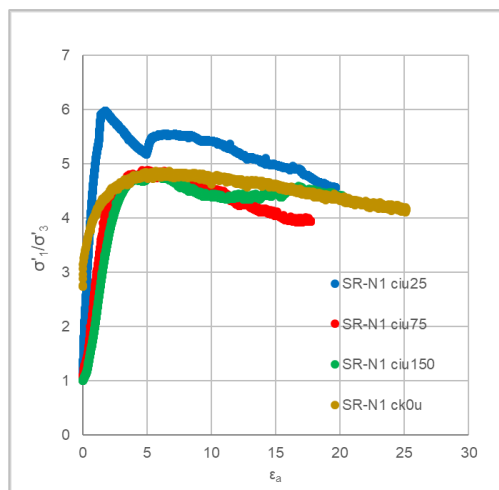
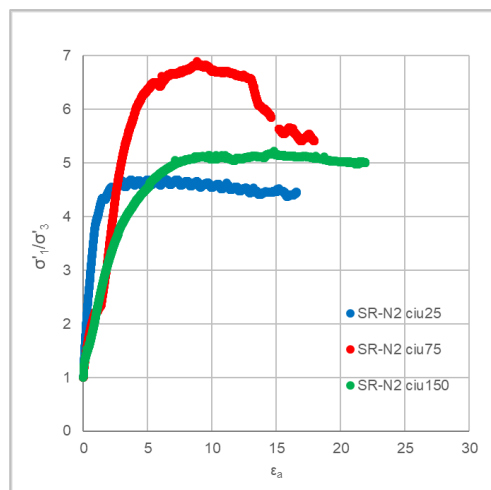


Figura 145 - Resultados dos ensaios triaxiais CIU – SR-N3 (a) $q \times \epsilon_a$ (b) $q \times p'$; (c) $\Delta u \times \epsilon_a$; e (d) $v \times p'$

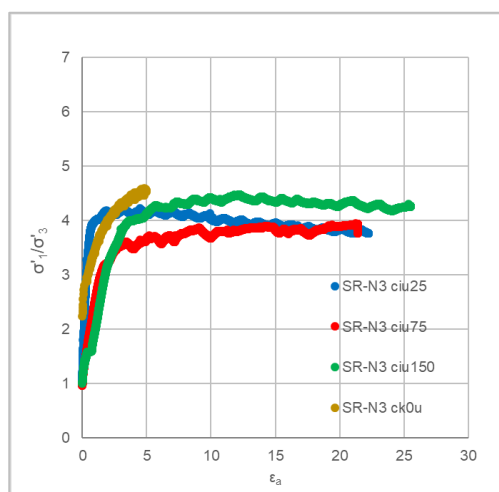
Na Figura 146 são apresentadas as curvas das razões entre as tensões efetivas principais e a deformação axial, para os três solos estudados, utilizadas para a determinação da envoltória de resistências dos ensaios CIU, segundo o critério da Máxima Razão das Tensões Efetivas Principais.



(a)



(b)



(c)

Figura 146 - Resultados dos ensaios triaxiais CIU – $\sigma'_1/\sigma'_3 \times \epsilon_a$ (a) SR-N1 (b) SR-N2 e (c) SR-N3

Observa-se, nas curvas das razões entre as tensões efetivas principais em função da deformação axial, uma tendência, independente do ensaio realizado, a um agrupamento das curvas.

8.3.2. Ensaio triaxiais CID e CKD

Os ensaios triaxiais, adensados isotropicamente e anisotropicamente, com cisalhamento drenado, foram realizados em prensas triaxiais servo-controladas. Foi realizado um ensaio CID, para cada solo estudado. Foram realizados ensaios CKD seguindo-se $K=0,9$, $K=0,7$, $K=0,5$ e/ou K_0 .

A Tabela 30 apresenta os índices físicos dos solos estudados no início, após o adensamento, e no final do ensaio.

Tabela 30 - Índices físicos - ensaio triaxial CID e CKD

Solo	K	Índices físicos iniciais						Após o adens	Finais	
		G_s	w_0 (%)	γ_t (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	e_0	S_0	e_{adens}	w_f (%)	e_f
SR-N1	σ'_c 250	2,625	12,54	14,56	12,94	1,002	32,83	0,765	29,31	0,56
	0,9		20,23	16,34	13,59	0,905	58,67	0,738	47,67	0,77
	0,7		19,93	15,91	13,27	0,952	54,95	0,702	31,81	0,62
	0,5		23,41	15,45	12,52	1,068	57,52	0,847	44,78	0,85
	K_0 (0,33)		17,59	17,02	14,47	0,790	58,47	0,683	28,05	0,62
SR-N2	σ'_c 600	2,671	17,19	16,25	13,87	0,901	50,96	0,580	23,66	0,58
	0,9		19,95	16,88	14,08	0,872	61,08	0,630	29,64	0,62
	0,7		18,52	17,61	14,86	0,774	63,95	0,451	24,76	0,38
	0,5		10,81	17,78	16,05	0,642	44,93	0,452	23,56	0,35
SR-N3	σ'_c 550	2,699	11,12	14,50	13,05	1,042	28,80	0,700	40,38	0,68
	0,9		22,10	15,54	12,73	1,092	54,62	0,816	35,19	0,81
	0,7		24,77	16,36	13,12	1,031	64,85	0,866	29,54	0,72

Na Figura 147, Figura 148 e Figura 149 são apresentadas as curvas tensão (q) *versus* deformação (ϵ_a), q *versus* p' , variação volumétrica (ϵ_v) *versus* deformação e variação de índice de vazios *versus* p' , para os três solos estudados, respectivamente. Sendo q = tensão desviadora ($\sigma'_1 - \sigma'_3$) e p' = tensão efetiva média ($(\sigma'_1 + 2 \sigma'_3)/3$).

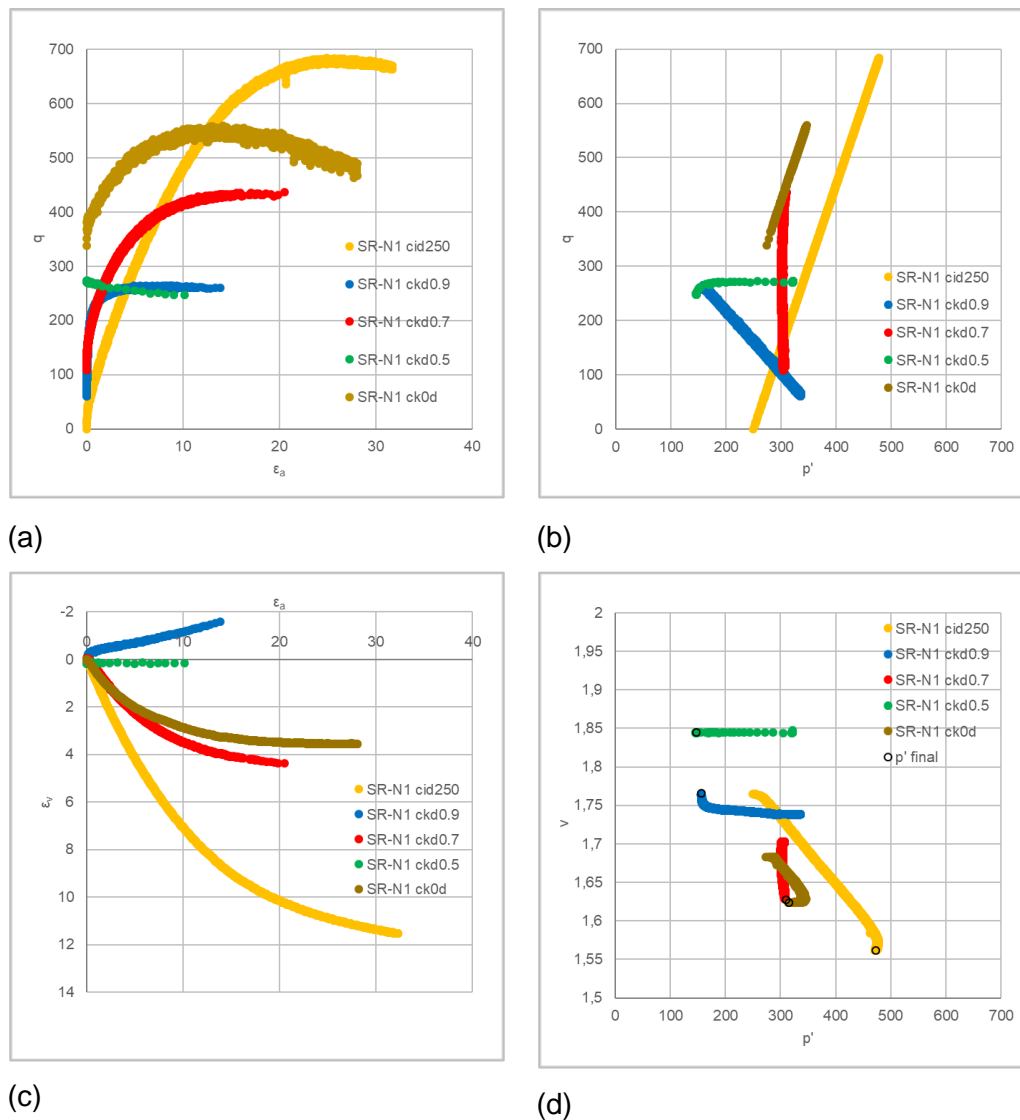


Figura 147 - Resultados dos ensaios triaxiais CID e CKD – SR-N1 (a) $q \times \epsilon_a$ (b) $q \times p'$; (c) $\epsilon_v \times \epsilon_a$; e (d) $v \times p'$

A Figura 147(a) apresenta a curva $q \times \epsilon_a$ dos ensaios CID e CKD e mostram amostras com ruptura dúctil, sem a ocorrência de um claro pico de resistência. Observa-se que, para os ensaios adensados anisotropicamente, quanto menor a razão de adensamento ($K = \sigma'_3 / \sigma'_1$), maior a tensão cisalhante, com exceção do ensaio CKD0.5. A Figura 147(b) apresenta os caminhos de tensões, para cada ensaio realizado.

Na Figura 147(c) observa-se, com exceção dos ensaios CKD0.9 e CKD0.5, deformações volumétricas de compressão, e uma estabilização destas, porém em diferentes níveis de deformação axial.

A Figura 147(d) apresenta a variação do volume específico com p' durante o cisalhamento, com diferentes caminhos de tensões.

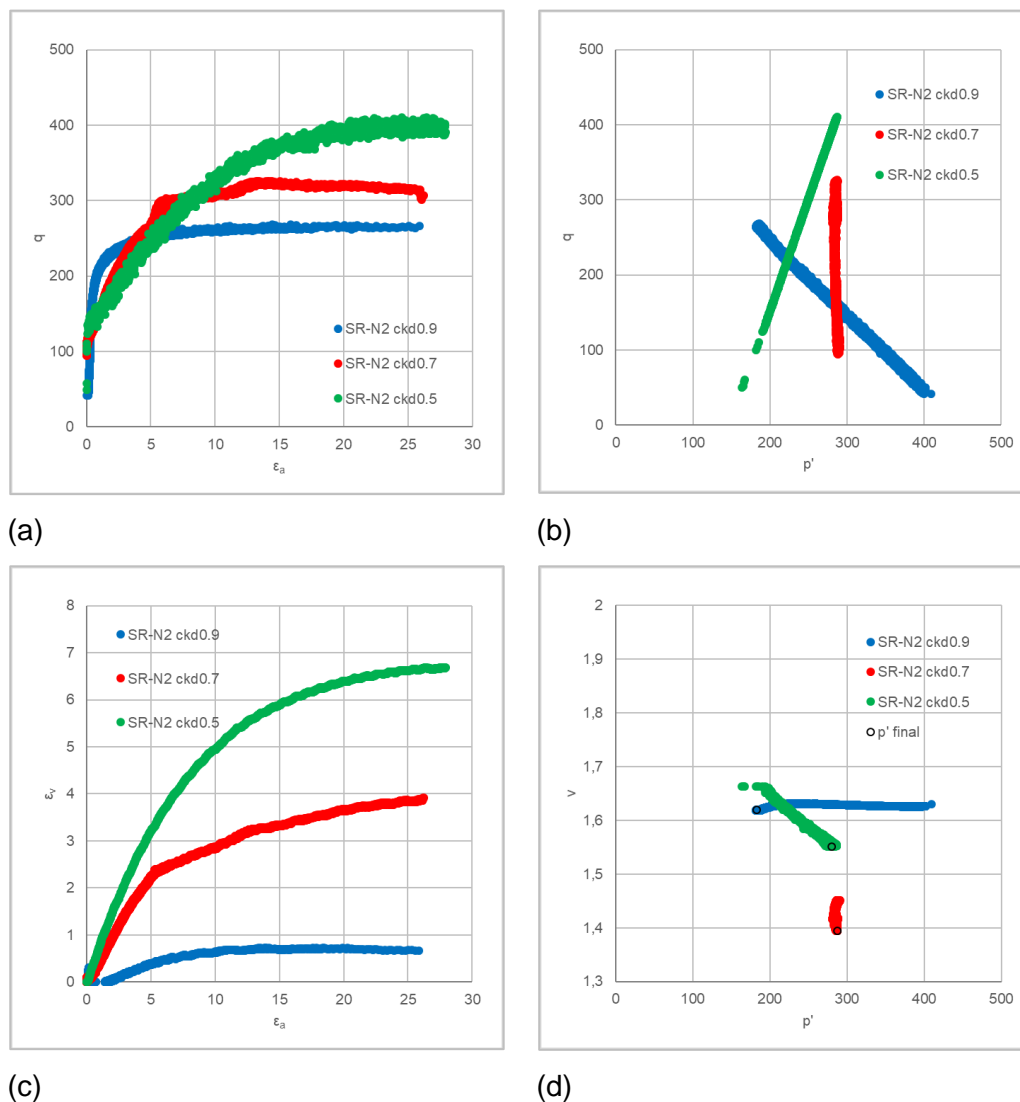


Figura 148 - Resultados dos ensaios triaxiais CID e CKD – SR-N2 (a) $q \times \epsilon_a$ (b) $q \times p'$; (c) $\epsilon_v \times \epsilon_a$; e (d) $v \times p'$

A Figura 148(a) apresenta a curva $q \times \epsilon_a$ dos ensaios CKD e mostram amostras com ruptura dúctil, sem a ocorrência de um claro pico de resistência. Observa-se que, assim como para o SR-N1, quanto menor a razão de adensamento ($K = \sigma'_3 / \sigma'_1$), maior a tensão cisalhante. A Figura 148(b) apresenta os caminhos de tensões, para cada ensaio realizado.

Na Figura 148(c) observa-se deformações volumétricas de compressão, e uma estabilização destas, para grandes níveis de deformação axial.

A Figura 148(d) apresenta a variação do volume específico com p' durante o cisalhamento, com diferentes caminhos de tensões.

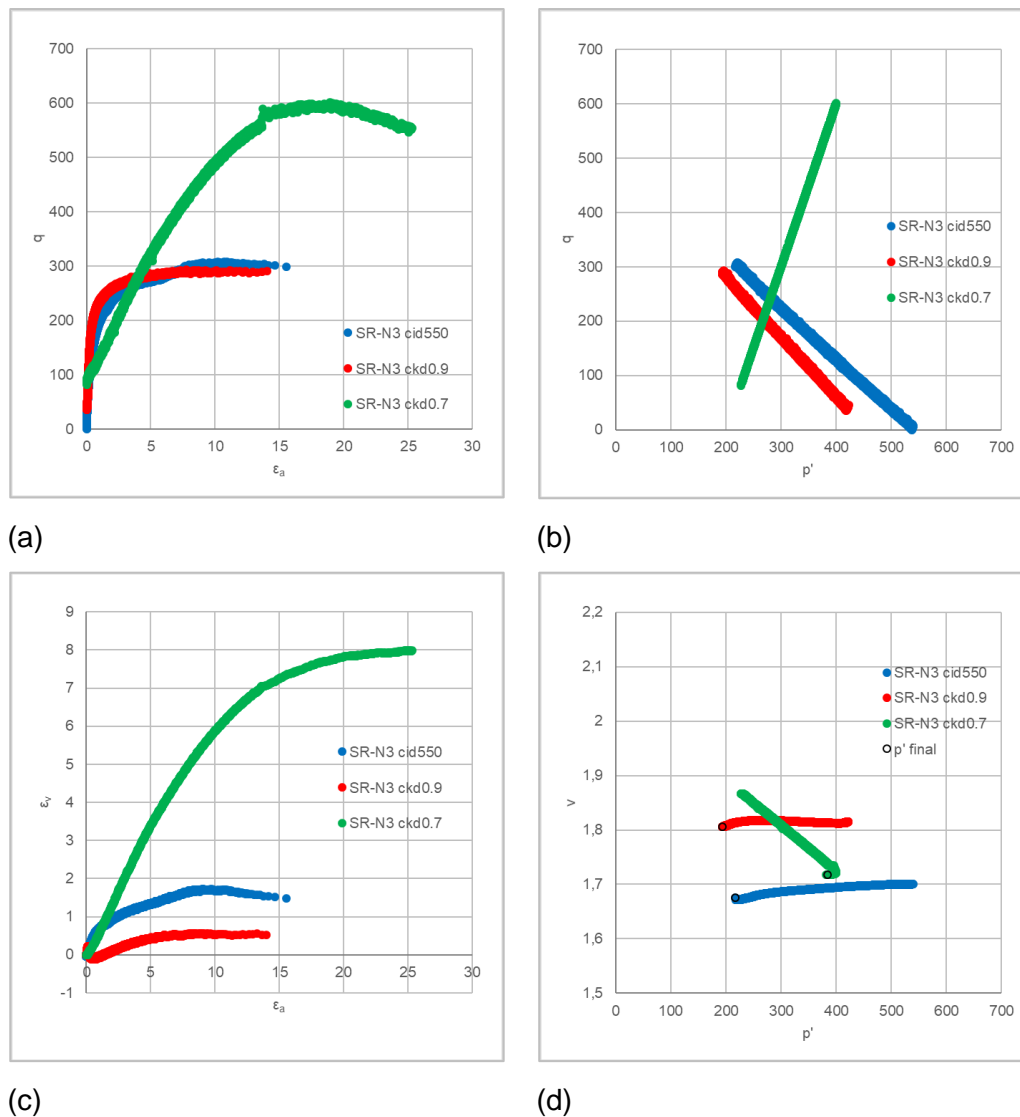


Figura 149 - Resultados dos ensaios triaxiais CID e CKD – SR-N3 (a) $\sigma_d \times \epsilon_a$ (b) $q \times p'$; (c) $\epsilon_v \times \epsilon_a$; e (d) $e \times p'$

A Figura 149(a) apresenta a curva $q \times \epsilon_a$ dos ensaios CID e CKD e mostram, com exceção do ensaio CKD0.7, amostras com ruptura dúctil, sem a ocorrência de um claro pico de resistência. Observa-se comportamentos semelhantes entre os ensaios CID550 e CKD0.9. A Figura 149(b) apresenta os caminhos de tensões, para cada ensaio realizado.

Na Figura 149(c) observa-se deformações volumétricas de compressão, e uma estabilização destas, para grandes níveis de deformação axial.

A Figura 149(d) apresenta a variação do volume específico com p' durante o cisalhamento, com diferentes caminhos de tensões.

Na Figura 150 são apresentadas as curvas das razões entre as tensões efetivas principais e a deformação axial, para os três solos estudados, utilizadas

para a determinação da envoltória de resistências dos ensaios CIU, segundo o critério da Máxima Razão das Tensões Efetivas Principais.

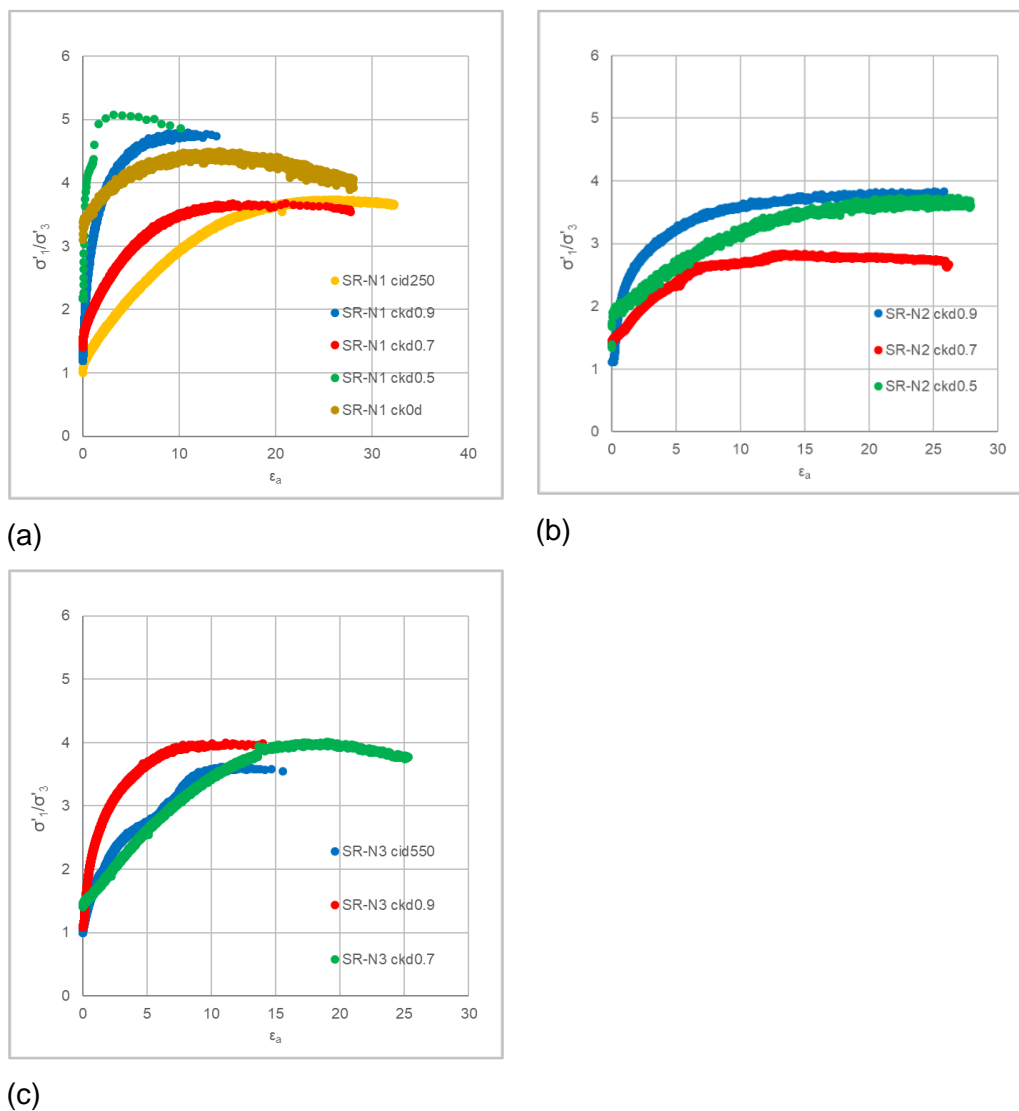


Figura 150 - Resultados dos ensaios triaxiais CID e CKD - $\sigma_1/\sigma_3 \times \epsilon_a$ (a) SR-N1 (b) SR-N2 e (c) SR-N3

Observa-se, nas curvas das razões entre as tensões efetivas principais em função da deformação axial, assim como nos ensaios CIU e CK0U, uma tendência, independente do ensaio realizado, a um agrupamento das curvas.

8.3.3. Parâmetros de resistência

No presente estudo, além do critério do Estado Crítico, foram utilizados os critérios da Resistência de Pico e da Máxima Razão das Tensões Efetivas

Principais, a fim de se obter os parâmetros de resistência ao cisalhamento, c' e ϕ' , para cada solo estudado. Quando as condições de Estado Crítico não puderam ser alcançadas e definidas, foram considerados os valores correspondentes às maiores deformações, que seriam consideradas próximas às condições de estado crítico. A Tabela 31, Tabela 32 e Tabela 33 apresentam os dados na ruptura, para os três solos estudados respectivamente, de acordo com o critério de ruptura utilizado. Sendo $s' = ((\sigma'_1 + \sigma'_3)/2)$, $t = ((\sigma'_1 - \sigma'_3)/2)$ e v = volume específico $(1+e)$.

Tabela 31 – Resultados na ruptura – SR-N1

Ensaio	σ'_c (kPa)	Dados na ruptura								
		Estado Crítico			Resistência de pico			Razão Máxima entre Tensões Efetivas		
		s' (kPa)	t (kPa)	v	s' (kPa)	t (kPa)	v	s' (kPa)	t (kPa)	v
SR-N1 ciu25	25	153,8	98,8	2,0	155,4	102,7	2,0	65,3	46,6	2,0
SR-N1 ciu75	75	180,0	108,8	2,0	179,3	114,1	2,0	144,7	95,6	2,0
SR-N1 ciu150	150	246,0	155,0	1,9	247,9	159,2	1,9	216,0	142,2	1,9
SR-N1 ck0u	$k_0=0,35$	223,2	136,4	1,8	592,0	341,9	1,6	592,0	341,9	1,6
SR-N1 cid250	250	581,4	331,5	1,6	202,1	132,2	1,8	200,7	131,5	1,8
SR-N1 ckd0.9	$k = 0,9$	199,1	129,5	1,8	382,9	218,2	1,6	380,3	217,4	1,6
SR-N1 ckd0.7	$k = 0,7$	380,2	216,7	1,6	187,7	123,7	1,8	193,8	130,0	1,8
SR-N1 ckd0.5	$k = 0,5$	187,7	123,7	1,8	230,9	151,0	1,8	225,3	148,6	1,8
SR-N1 ck0d	$k_0=0,33$	425,6	265,6	1,6	439,7	279,6	1,6	439,7	279,6	1,6

Tabela 32 – Resultados na ruptura – SR-N2

Ensaio	σ'_c (kPa)	Dados na ruptura								
		Estado Crítico			Resistência de pico			Razão Máxima entre Tensões Efetivas		
		s' (kPa)	t (kPa)	v	s' (kPa)	t (kPa)	v	s' (kPa)	t (kPa)	v
SR-N2 ciu25	25	56,6	35,8	1,9	56,7	35,9	1,9	46,7	30,4	1,9
SR-N2 ciu75	75	58,3	40,1	2,0	60,2	44,5	2,0	59,5	44,4	2,0
SR-N2 ciu150	150	89,1	59,4	1,7	90,7	60,6	1,7	86,9	58,9	1,7
SR-N2 cid550	550	312,4	137,2	1,6	497,8	130,1	1,6	497,8	130,1	1,6
SR-N2 ckd0.9	k = 0,9	228,8	133,6	1,6	231,5	134,1	1,6	227,6	133,3	1,6
SR-N2 ckd0.7	k = 0,7	339,4	158,0	1,4	341,9	163,1	1,4	338,7	162,2	1,4
SR-N2 ckd0.5	k = 0,5	345,8	195,5	1,6	355,3	205,0	1,6	355,1	205,0	1,6

Tabela 33 – Resultados na ruptura – SR-N3

Ensaio	σ'_c (kPa)	Dados na ruptura								
		Estado Crítico			Resistência de pico			Razão Máxima entre Tensões Efetivas		
		s' (kPa)	t (kPa)	v	s' (kPa)	t (kPa)	v	s' (kPa)	t (kPa)	v
SR-N3 ciu25	25	79,5	46,1	2,0	79,4	48,4	2,0	69,7	43,1	2,0
SR-N3 ciu75	75	82,9	49,0	1,9	83,9	50,0	1,9	83,9	50,0	1,9
SR-N3 ciu150	150	113,7	70,3	1,9	115,3	71,8	1,9	110,5	70,2	1,9
SR-N3 ck0u	k0=0,43	150,4	96,2	1,8	248,5	117,8	1,8	152,3	97,9	1,8
SR-N3 cid550	550	269,2	151,8	1,7	271,9	154,0	1,7	271,5	153,7	1,7
SR-N3 ckd0.9	k = 0,9	243,8	146,0	1,8	245,2	146,4	1,8	243,7	146,1	1,8
SR-N3 ckd0.7	k = 0,7	476,9	276,9	1,7	500,3	300,5	1,7	500,3	300,5	1,7

Foram traçadas as envoltórias de resistência ao cisalhamento no plano $s' \times t$, sendo $s'=(\sigma'_1+\sigma'_3)/2$ e $t=(\sigma'_1-\sigma'_3)/2$, conforme apresentadas nas Figura 151, Figura 152 e Figura 153, e os parâmetros de resistência ao cisalhamento c' e ϕ' foram calculados a partir dos valores de a' e α' .

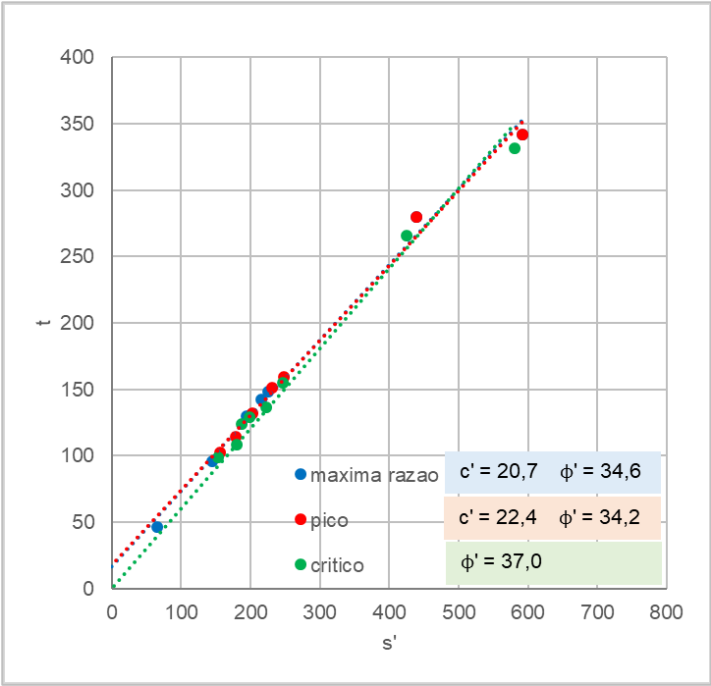


Figura 151 - Envoltórias de resistência SR-N1

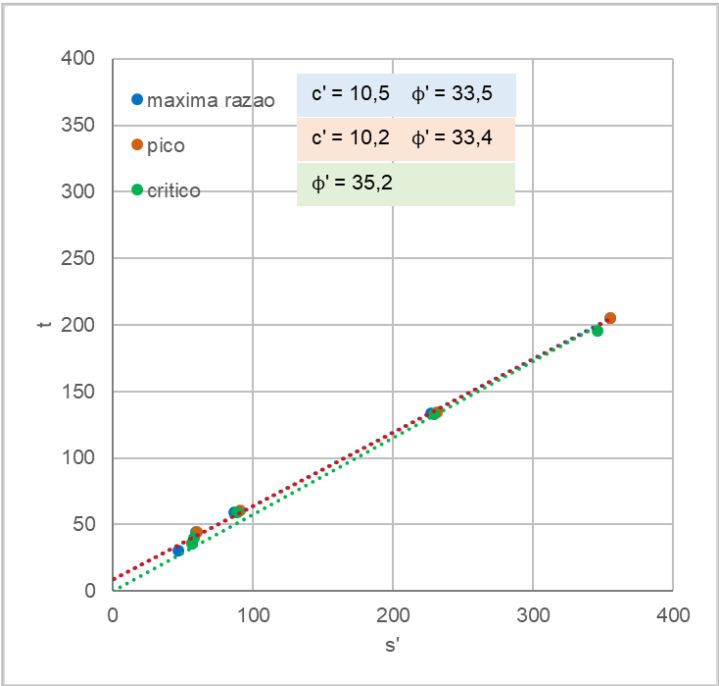


Figura 152 - Envoltórias de resistência SR-N2

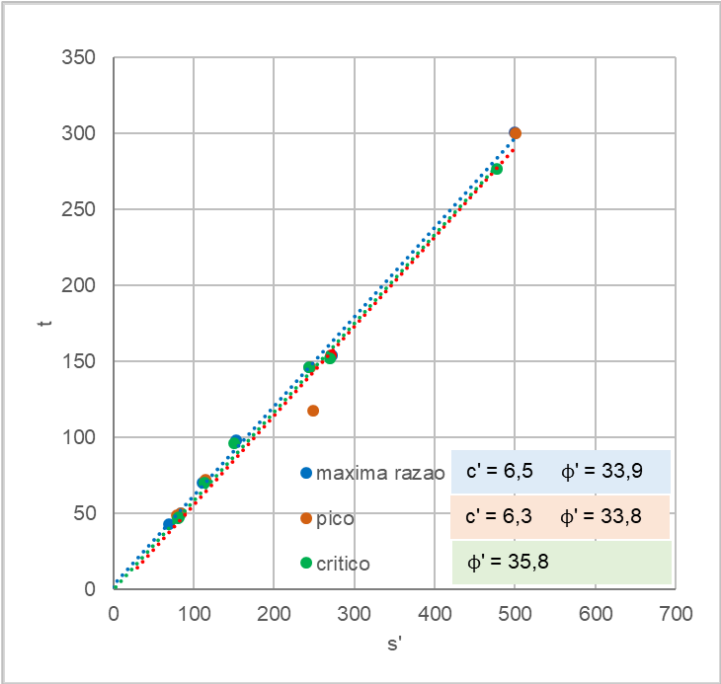


Figura 153 - Envoltórias de resistência SR-N3

A Figura 154 apresenta os caminhos de tensão, para os diversos ensaios realizados, juntamente com a envoltória de resistência e a linha de estado crítico, onde observou-se um melhor ajuste por envoltórias curvas, para o solo SR-N1.

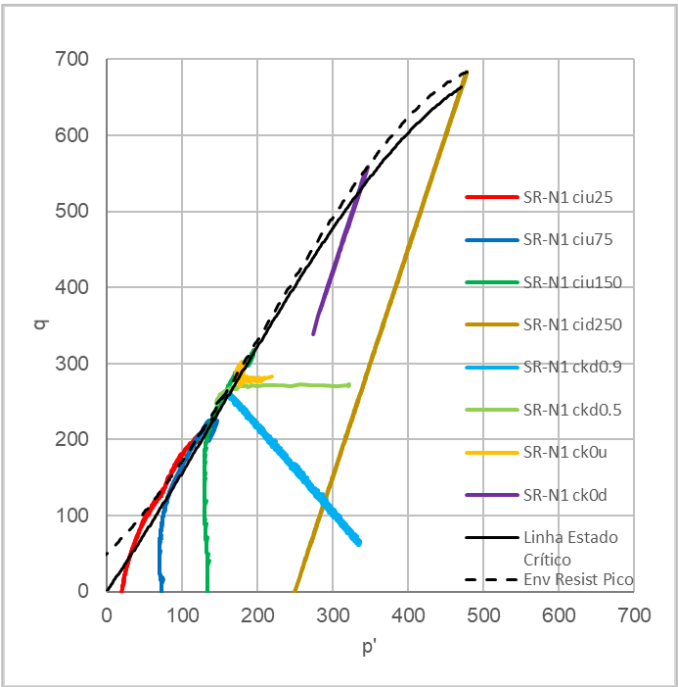


Figura 154 - Caminhos de tensão, envoltória de resistência de pico e linha de estado crítico – SR-N1

As Figura 155 e Figura 156 apresentam os caminhos de tensão, para os diversos ensaios realizados, a envoltória de resistência e a linha de estado crítico, para os solos SR-N2 e SR-N3.

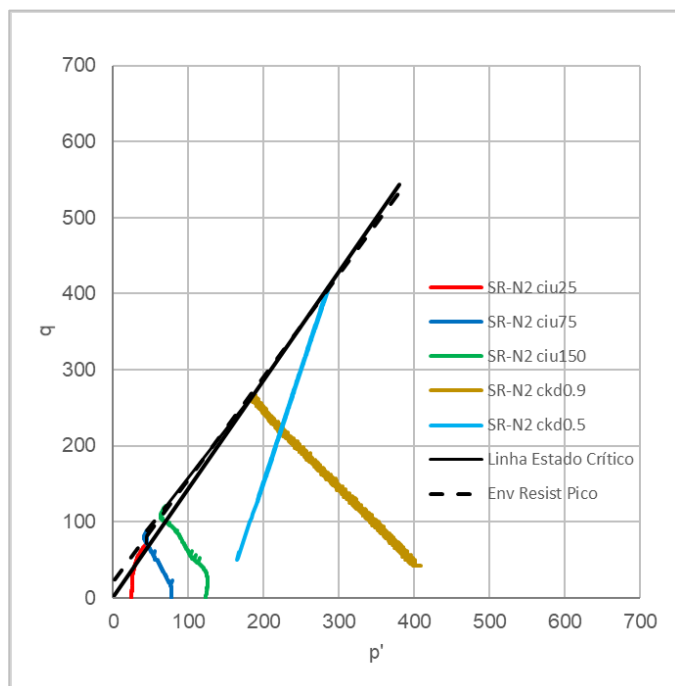


Figura 155 - Caminhos de tensão, envoltória de resistência de pico e linha de estado crítico – SR-N2

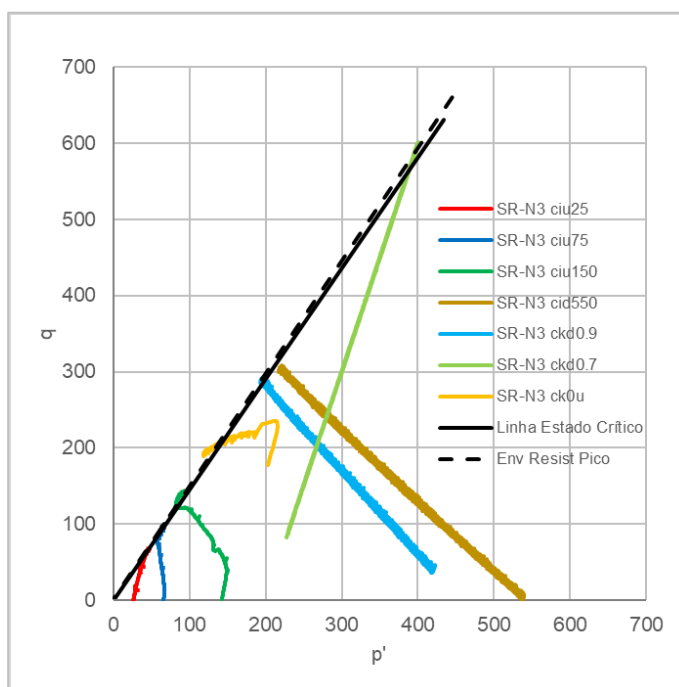


Figura 156 - Caminhos de tensão, envoltória de resistência de pico e linha de estado crítico – SR-N3

Na Figura 157 é apresentada uma comparação entre as envoltórias de resistência de pico e a linha de estado crítico para os três solos estudados.

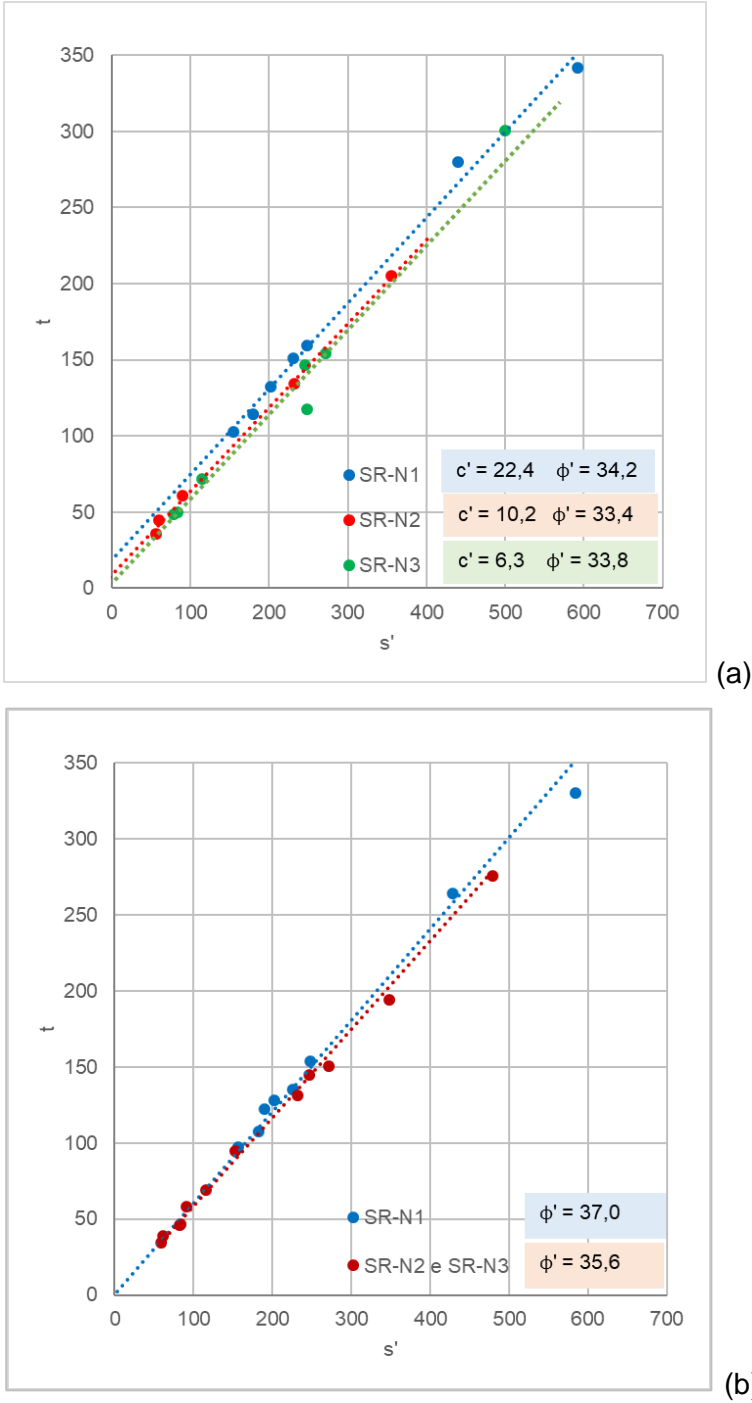


Figura 157 - Comparativo entre (a) envoltórias de resistência de pico e (b) linha de estado crítico, para os solos SR-N1, SR-N2 e SR-N3

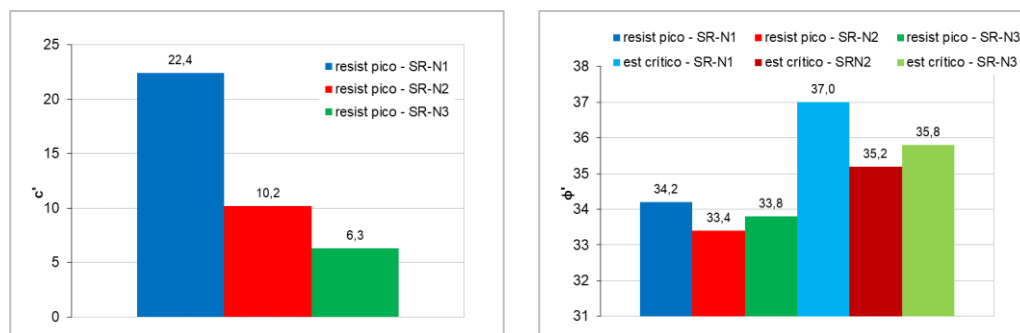


Figura 158 - Variação de c' e ϕ' em função do intemperismo

Conforme observado nas Figura 157 e Figura 158, pode-se dizer que c' e ϕ' tendem a diminuir, conforme aumenta o grau de alteração dos solos. Observa-se, ainda, valores maiores de ϕ' na condição do estado crítico, quando comparado com a resistência de pico, para os três solos estudados. Os valores próximos de ϕ' encontrados podem estar associados à composição mineralógica semelhantes dos solos estudados.

De forma a se relacionar o parâmetro de resistência c' , com propriedades químicas e mineralógicas dos solos estudados, a Figura 159 apresenta uma comparação dos valores de c' com o índice de intemperismo ba e o índice de perda ao fogo, para os três solos, respectivamente.

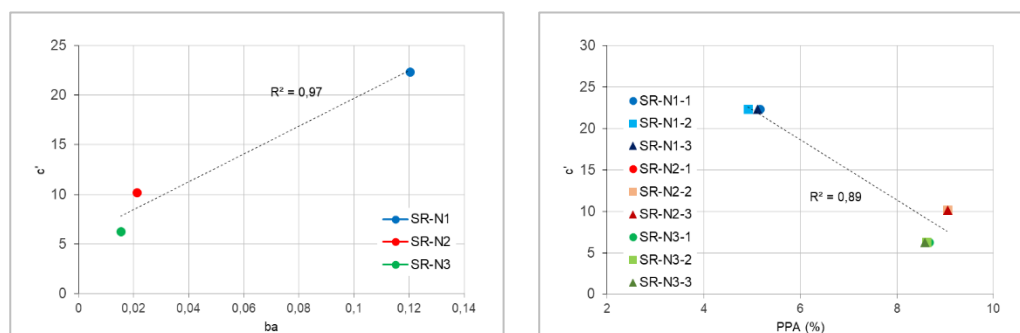


Figura 159 - Variação de c' em função do índice ba e PPA

Considerando-se que o índice de intemperismo ba está relacionado à lixiviação dos álcalis Na, Ca e K e à concentração de Al, observa-se que, conforme maior o grau de intemperismo do solo, menor c' e menor o índice ba . Considerando-se que o índice de perda ao fogo (PPA) está relacionado à perda de água estrutural do solo, em função do grau de alteração dos minerais e à formação dos argilominerais, observa-se que, quanto menor a alteração do solo, maior c' e menor o índice PPA.

8.3.4. Módulos de elasticidade – deformação e cisalhante

8.3.4.1. Módulo de cisalhamento máximo (G_0)

Foram realizadas leituras de ondas com os *bender elements* onde, por meio do gerador de funções, o *bender* transmissor (topo) foi excitado com uma onda, do tipo senoidal, com frequências variando de 1 a 9 kHz, registrando-se o tempo de chegada da onda no *bender* receptor (base) no osciloscópio, conforme apresentado no Anexo 3. Conhecendo o tempo de chegada da onda e a distância entre os *benders*, a velocidade da onda cisalhante pôde ser calculada.

De forma a se eliminar o efeito do índice de vazios e das tensões efetivas atuantes nos corpos ensaios, durante a etapa de cisalhamento, considerando-se que os corpos de prova foram adensados e cisalhados seguindo-se diferentes caminhos de tensões, o valor de V_s foi normalizado, conforme adotado por Motta (2016):

$$V_s^\# = \frac{V_s}{(\sigma'_1)^{0,125} \times (\sigma'_3)^{0,125} \times \sqrt{F(e)}} \quad (8-1)$$

Sendo:

$V_s^\#$ a velocidade da onda cisalhante normalizada;

V_s a velocidade da onda cisalhante, obtida a partir dos *bender elements*;

σ'_1 e σ'_3 as tensões principais efetivas, atuantes ao longo do cisalhamento; e

$F(e)$ a função de índice de vazios proposta por Hardin (1978), *apud* Motta (2016):

$$F(e) = \frac{1}{0,3+0,7 e^2} \quad (8-2)$$

Os índices das tensões efetivas adotados, de modo a simplificar o cálculo, foram de 0,125, conforme apresentado por Ferreira (2003), e considerados válidos por Motta (2016), visto que o objetivo é verificar se existe relação na evolução de $G_s^\#$ com o cisalhamento e o grau de alteração do solo.

A partir da velocidade da onda cisalhante normalizada, foram calculados os valores dos módulos de cisalhamento máximo normalizados ($G_0^\#$), para cada solo e ensaio realizado ($G_0^\# = (V_s^\#)^2 \rho$). Os valores de $G_0^\#$ foram plotados em função de p' e da deformação axial, de forma a se avaliar a evolução da rigidez ao longo do cisalhamento, desconsiderando os principais fatores influentes neste processo.

O módulo de cisalhamento máximo (G_0) foi determinado para os ensaios CKD, na etapa do cisalhamento, a partir da utilização de *bender elements*. Na Tabela 34,

Tabela 35 e Tabela 36 são apresentados a velocidade da onda cisalhante (V_s), o módulo de cisalhamento máximo (G_0), a velocidade da onda cisalhante normalizada ($V_s^\#$) e o módulo de cisalhamento máximo normalizado ($G_0^\#$), das etapas de cisalhamento, para cada solo estudado.

Tabela 34 - Parâmetros de cisalhamento G_0 e V_s – SR-N1

Solo	Ensaio	V_s (m/s)	G_0 (MPa)	$V_s^\#$	$G_0^\#$
SR-N1	SR-N1 ckd0.9	236,7	15,1	45,64	0,56
		233,3	14,7	45,71	0,56
		217,6	12,7	47,60	0,61
	SR-N1 ckd0.7	225,5	13,7	145,42	0,49
		227,3	13,9	141,78	0,48

Tabela 35 - Parâmetros de cisalhamento G_0 e V_s – SR-N2

Solo	Ensaio	V_s (m/s)	G_0 (MPa)	$V_s^\#$	$G_0^\#$
SR-N2	SR-N2 ckd0.9	271,9	20,2	45,95	0,57
		264,7	19,1	49,82	0,67
		258,8	18,3	50,67	0,70
	SR-N2 ckd0.7	235,7	15,2	37,59	0,38
		233,0	14,9	36,87	0,37
		250,1	17,3	39,06	0,41
	SR-N2 ckd0.5	231,4	14,7	43,29	0,51
		284,3	22,3	50,08	0,68

Tabela 36 - Parâmetros de cisalhamento G_0 e V_s – SR-N3

Solo	Ensaio	V_s (m/s)	G_0 (MPa)	$V_s^\#$	$G_0^\#$
SR-N3	SR-N3 ckd0.9	276,2	21,1	53,37	0,78
		272,0	20,5	56,95	0,89
	SR-N3 ckd0.7	245,8	16,7	53,84	0,80
		264,6	19,4	53,09	0,77

As Figura 160 e Figura 161 apresentam a variação do módulo cisalhante normalizado em função de p' e da deformação axial, respectivamente, ao longo do cisalhamento dos corpos de prova.

Observa-se, na Figura 160, que o módulo cisalhante normalizado, em função de p' , tende a seguir os mesmos caminhos de tensões obtidos no cisalhamento para cada ensaio, indicando que a rigidez do solo, mesmo o módulo tendo sido normalizado, apresenta o mesmo comportamento que a tensão desviadora (q).

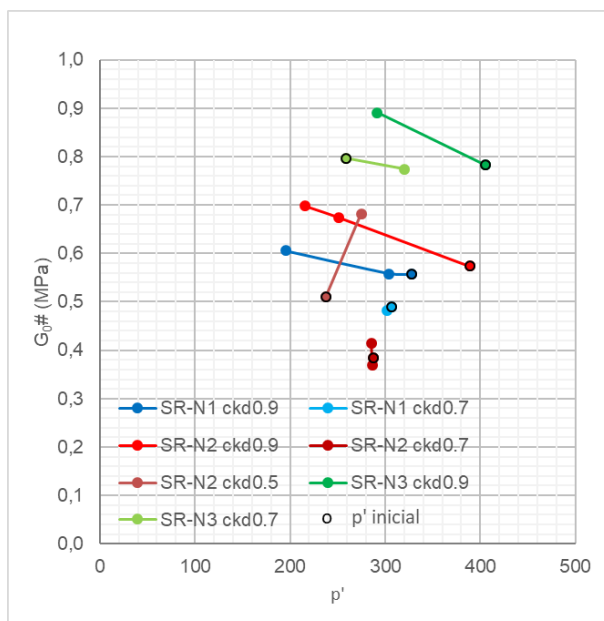


Figura 160 – Módulo cisalhante normalizado em função de p'

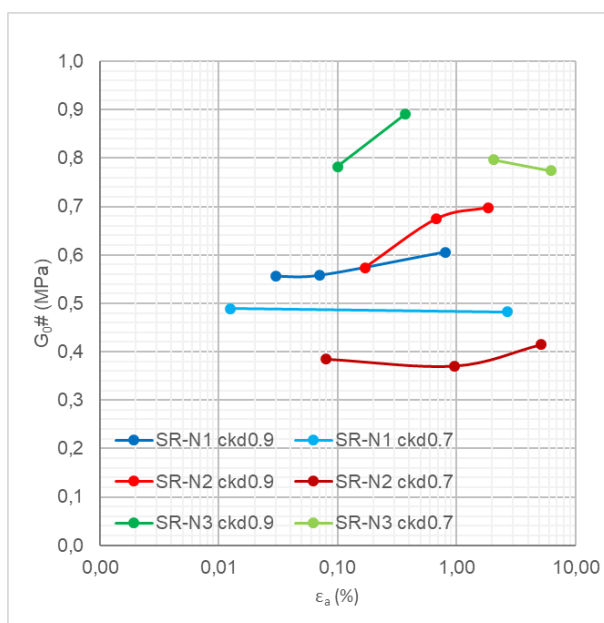


Figura 161 - Módulo cisalhante normalizado em função da deformação axial

Ressalta-se que, apesar de não apresentadas no presente estudo, os gráficos em função das velocidades de onda normalizadas possuem o mesmo comportamento que aqueles em função do módulo de cisalhamento máximo, porém, com valores diferentes no eixo vertical.

Na Figura 161, onde são apresentados os módulos de cisalhamento máximo normalizados *versus* as deformações axiais, para cada ensaio, pode-se observar

que o módulo cisalhante tende a aumentar conforme aumenta a razão de K do adensamento anisotrópico, assim como, conforme aumenta o grau de alteração do solo, com exceção ao ensaio SR-N2 CKD0.7.

Por meio das análises realizadas, considerando-se uma deformação axial de, aproximadamente, 1,0%, verificou-se que, quanto maior o grau de alteração do solo, maior a rigidez obtida no material, conforme apresentado na Figura 162. Observa-se que o módulo cisalhante tende a aumentar, conforme aumenta o intemperismo do solo, e a diminuir conforme diminui a razão de K do adensamento anisotrópico, prévio ao cisalhamento dos corpos de prova.

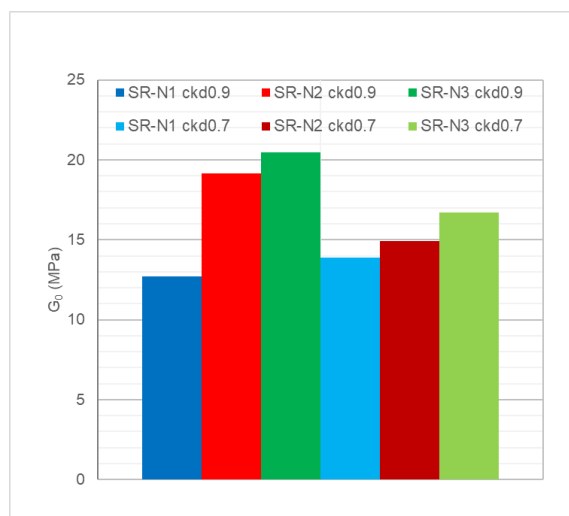


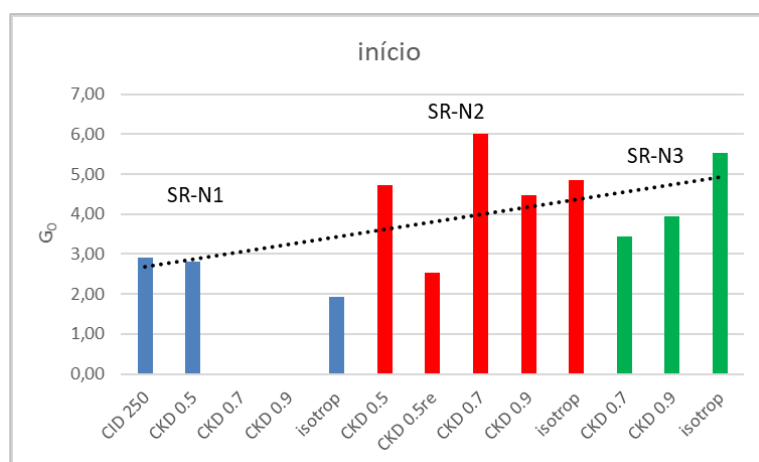
Figura 162 – Variação do módulo cisalhante em função do intemperismo - cisalhamento

De modo a se avaliar o comportamento do módulo de cisalhamento máximo (G_0) em função do grau de intemperismo do solo, foram realizadas leituras de ondas com os *bender elements*, no início dos ensaios e após a saturação dos corpos de prova, para cada solo estudado, conforme Tabela 37, Figura 163 e Figura 164.

Observa-se, ao contrário do esperado, uma tendência de, quanto maior o grau de alteração do solo, maior a rigidez obtida no material, tanto para as leituras realizadas no início dos ensaios, como para as leituras realizadas após a saturação dos corpos de prova.

Tabela 37 - Parâmetros de cisalhamento G_0 e V_s – início e final saturação

Etapa	Solo	Ensaio	V_s (m/s)	G_0 (MPa)
Início	SR-N1	CID 250	103,43	2,90
		CKD 0.5	102,08	2,82
		isotrop	83,90	1,94
	SR-N2	CKD 0.5	131,37	4,72
		CKD 0.5re	95,79	2,53
		CKD 0.7	147,29	6,00
		CKD 0.9	127,14	4,48
		isotrop	131,68	4,85
	SR-N3	CKD 0.7	110,92	3,44
		CKD 0.9	119,03	3,94
		isotrop	141,13	5,54
Final saturação	SR-N1	CID 250	114,21	3,50
		CKD 0.5	136,18	5,03
		CKD 0.7	114,00	3,48
		CKD 0.9	141,68	5,44
		isotrop	138,01	5,11
	SR-N2	CKD 0.5	154,70	6,58
		CKD 0.5re	152,31	6,39
		CKD 0.7	141,33	5,47
		CKD 0.9	152,93	6,41
		isotrop	144,87	5,75
	SR-N3	CKD 0.7	164,19	7,51
		CKD 0.9	156,39	6,82
		isotrop	147,95	6,10

**Figura 163 – Variação do módulo cisalhante em função do intemperismo - início**

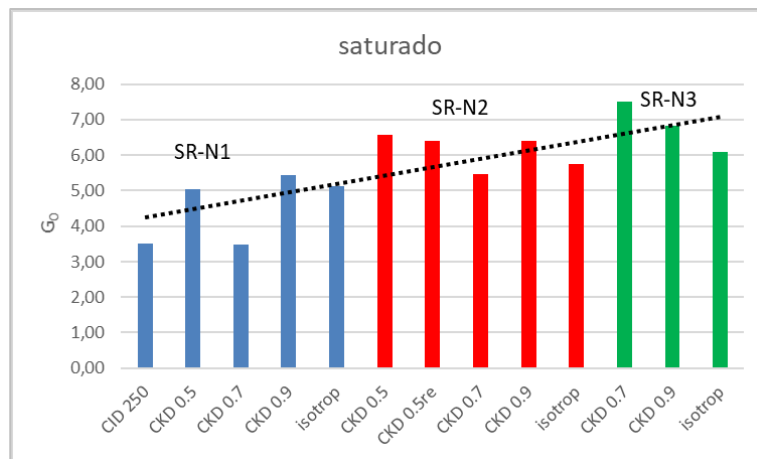


Figura 164 - Variação do módulo cisalhante em função do intemperismo – final saturação

Ressalta-se a necessidade da realização de mais ensaios, devido ao caráter heterogêneo do solo estudado, pois, assim como observado por Motta (2016), trabalhos envolvendo a utilização de *bender elements* e a obtenção de módulo de cisalhamento, em solos residuais, ainda são escassos, e os resultados obtidos podem não ser suficientes para caracterizar o material estudado.

8.3.4.2. Módulo de deformação (E)

Na Tabela 38 são apresentados o módulo de deformação tangente inicial (E_i), correspondente a 0,1 ou 0,2% de deformação, e módulo secante (E_{50}), correspondente a 50% da tensão máxima, obtidos graficamente, para os ensaios drenados e não drenados realizados. São apresentados, também, os valores do coeficiente de Poisson ($\nu_i = \varepsilon_r / \varepsilon_a$) e módulos de deformação iniciais (E_{iG}), estes calculados por meio dos resultados obtidos pelo módulo de cisalhamento (G_0).

As Figura 165 e Figura 166 apresentam a variação dos parâmetros E_i e E_{50} em função dos ensaios realizados. Observa-se que, de modo geral, o módulo de deformação E_{50} tende a aumentar com o aumento da tensão confinante, nos ensaios CIU e CID. Em relação aos ensaios CKD observa-se que, quanto menor o K de adensamento, menor o módulo de deformação E_{50} . Para todos os ensaios, observa-se, com exceção do SR-N1, uma tendência a aumentar o módulo de deformação inicial, conforme aumenta a tensão confinante dos ensaios CIU e CID.

É importante ressaltar que os ensaios CKD já estão submetidos a uma tensão no início do cisalhamento. Dessa forma a comparação dos parâmetros entre esses ensaios e os adensados isotropicamente deve ser cuidadosa.

Tabela 38 - Parâmetros de deformação E e v

Solo	Ensaio	E ₅₀ (MPa)	E _i (MPa)	ε _a (%)	v _i	E _{IG} (MPa)
SR-N1	SR-N1 ciu25	4,4	19,0	-	-	-
	SR-N1 ciu75	7,1	18,0	-	-	-
	SR-N1 ciu150	10,0	17,0	-	-	-
	SR-N1 cid250	5,7	32,0	-	-	-
	SR-N1 ckd0.9	72,0	75,0	0,03	0,33	40,2
				0,1	0,71	50,3
				0,8	0,71	43,6
	SR-N1 ckd0.7	13,4	40,0	0,01	0,01	27,5
				2,7	0,26	35,1
	SR-N1 ckd0.5	-	62,5	-	-	-
	SR-N1 ck0d	20,6	60,0	-	-	-
SR-N2	SR-N2 ciu25	5,2	14,0	-	-	-
	SR-N2 ciu75	7,3	26,0	-	-	-
	SR-N2 ciu150	9,8	46,0	-	-	-
	SR-N2 ckd0.9	40,1	48,0	0,2	0,29	52,4
				0,7	0,53	58,5
				1,8	0,50	54,8
	SR-N2 ckd0.7	8,5	28,0	0,1	0,0	30,4
				1,0	0,30	38,8
				5,1	0,29	44,7
	SR-N2 ckd0.5	5,7	44,0	5,9	0,20	35,3
				16,6	0,37	61,0
SR-N3	SR-N3 ciu25	12,7	40,0	-	-	-
	SR-N3 ciu75	7,2	30,0	-	-	-
	SR-N3 ciu150	9,6	44,0	-	--	-
	SR-N3 cid550	30,3	52,0	-	-	-
	SR-N3 ckd0.9	55,5	85,0	0,1	0,40	59,0
				0,4	0,62	66,4
	SR-N3 ckd0.7	6,3	6,3	2,1	0,19	39,6
				6,2	0,18	45,7
	SR-N3 ck0u	4,1	80,0	-	-	-

- não calculado

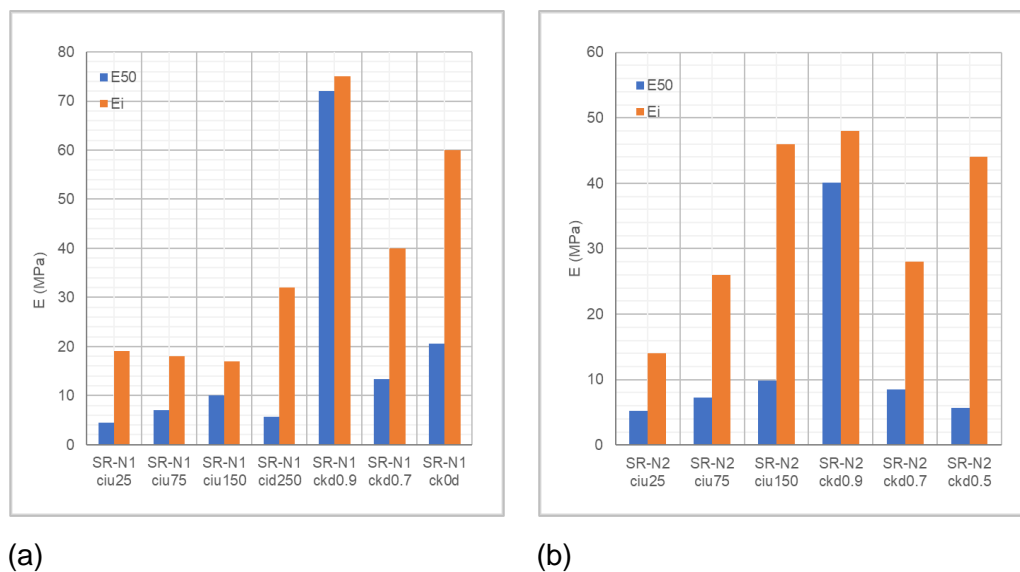


Figura 165 – Módulo de deformação: (a) SR-N1 e (b) SR-N2

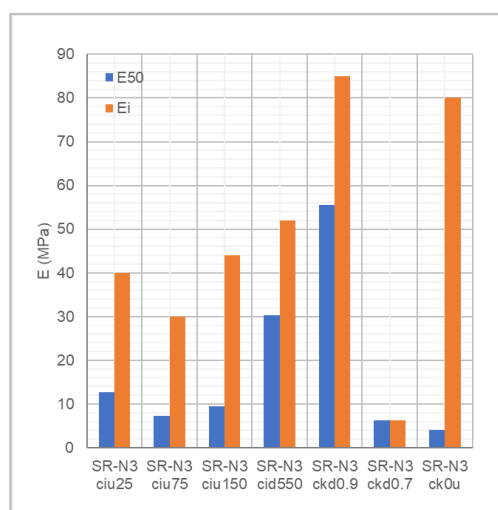


Figura 166 - Módulo de deformação - SR-N3

A Figura 167 apresenta uma comparação dos módulos de deformação E_{50} e E_i com o grau de alteração dos solos. Observa-se, para os módulos correspondentes a 50% da tensão máxima, para baixas tensões confinantes, uma tendência de aumento dos mesmos em função do grau de alteração do solo. Para tensões confinantes intermediárias os módulos são equivalentes, enquanto que para tensões maiores, de 150 kPa, a tendência é uma diminuição dos módulos em função do grau de alteração do solo. Para os módulos iniciais E_i , para as tensões menores não é observada nenhuma tendência, enquanto que para a tensão superior observa-se uma tendência de comportamento ao contrário do observado em 50%, quanto maior a alteração do solo, maior o valor do módulo.

Para os ensaios adensados anisotropicamente a única relação com o grau de alteração do solo, tanto para o módulo E_{50} quanto para o E_i , no ensaio realizado com $K=0,7$, onde, conforme maior o grau de alteração, menor o valor do módulo de deformação.

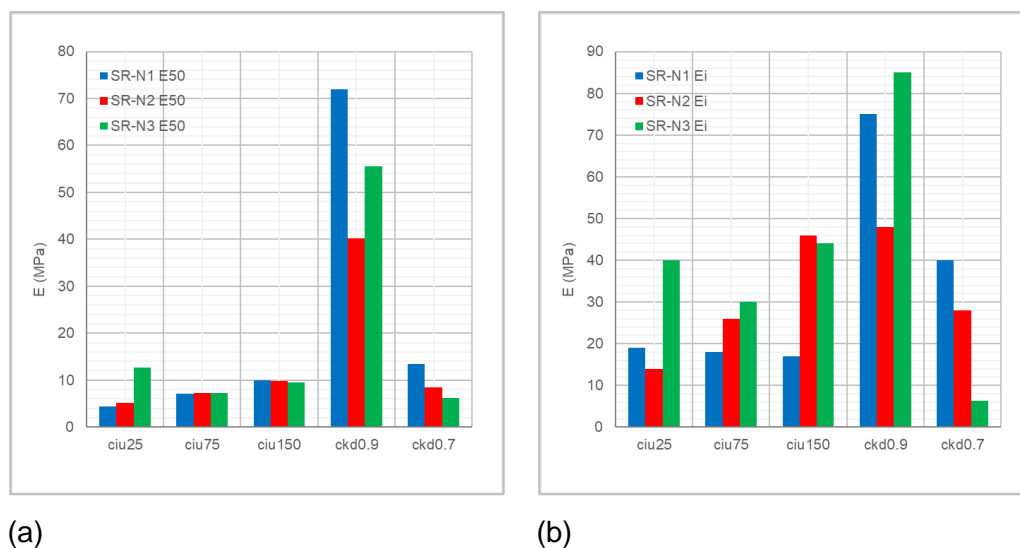


Figura 167 - Variação dos parâmetros de deformação - SR-N1, SR-N2 e SR-N3: (a) módulo de deformação E_{50} e (b) módulo de deformação E_i .

8.4. Análise quebra de grãos

Com o objetivo de se analisar a possível quebra de grãos nos ensaios realizados, foi utilizado o granulômetro a laser, Particle Size Analyzer 1190, da marca Cilas, pertencente ao Laboratório de Geotecnia e Meio Ambiente da PUC-Rio. Foram realizadas análises no solo natural e nas amostras pós ensaio. Para os ensaios de cisalhamento direto, com plano cortado e superfície polida, assim como para os ensaios de adensamento edométricos, foram analisadas amostras retiradas do centro dos corpos de prova, pós ensaio. Para os ensaios triaxiais foram analisadas amostras do meio, do topo e da base do corpo de prova, pós ensaio.

As Figura 168, Figura 169 e Figura 170 apresentam os resultados obtidos após os ensaios de cisalhamento direto, com superfície cortada e plano polido, para os três solos estudados.

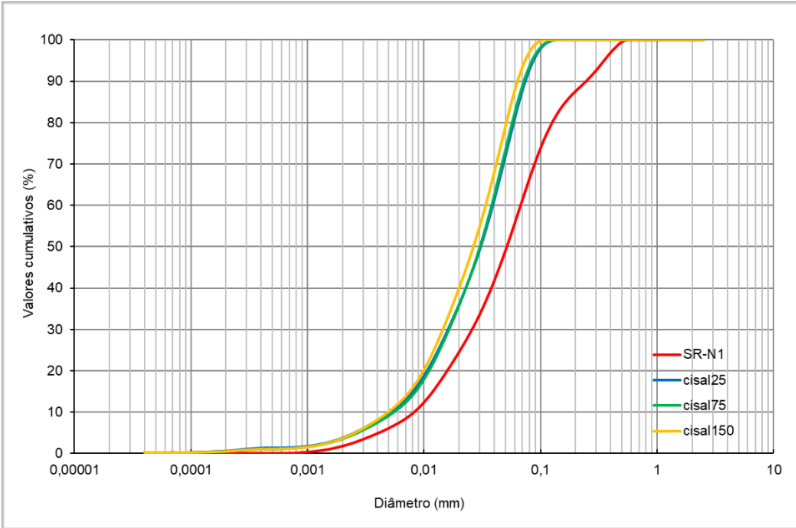


Figura 168 - Análise de quebra de grãos - cisalhamento direto - SR-N1

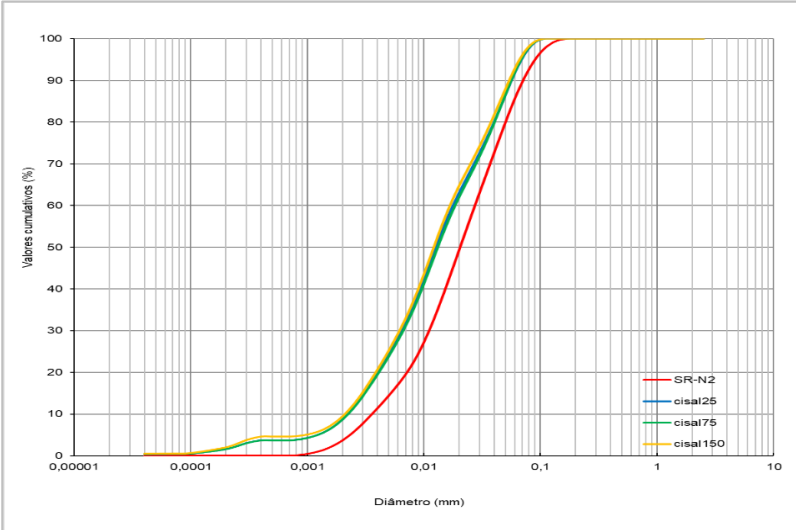


Figura 169 - Análise de quebra de grãos - cisalhamento direto - SR-N2

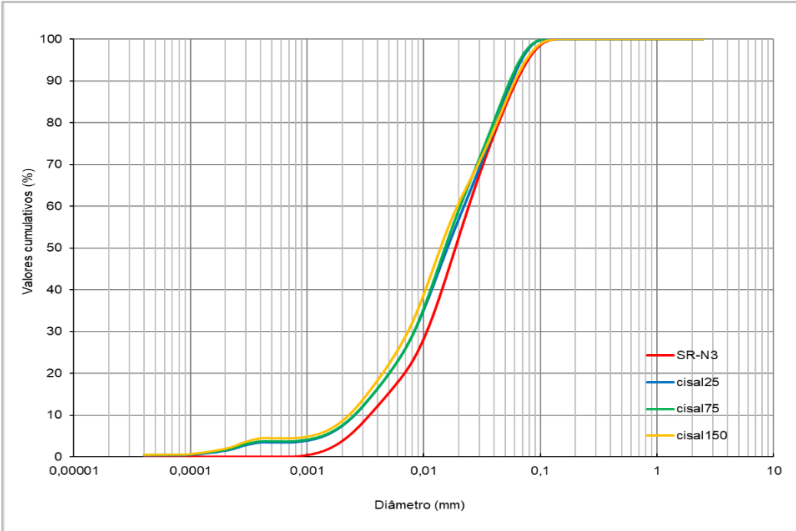


Figura 170 - Análise de quebra de grãos - cisalhamento direto - SR-N3

Observa-se que, para todos os solos, houve quebra de grãos, quando comparado com o solo natural. Tendo, apenas o SR-N1, apresentado uma pequena diferença para o ensaio com tensão normal vertical de 150kPa, em relação aos ensaios com tensões inferiores. Analisando-se o tamanho das partículas, o SR-N1 apresenta um aumento mais considerável nas partículas de diâmetro correspondente a silte e areia fina, enquanto o SR-N2 e o SR-N3 apresentam um aumento nas partículas de diâmetro correspondente à argila.

As Figura 171, Figura 172 e Figura 173 apresentam os resultados obtidos após os ensaios de adensamento edométrico, para os três solos estudados.

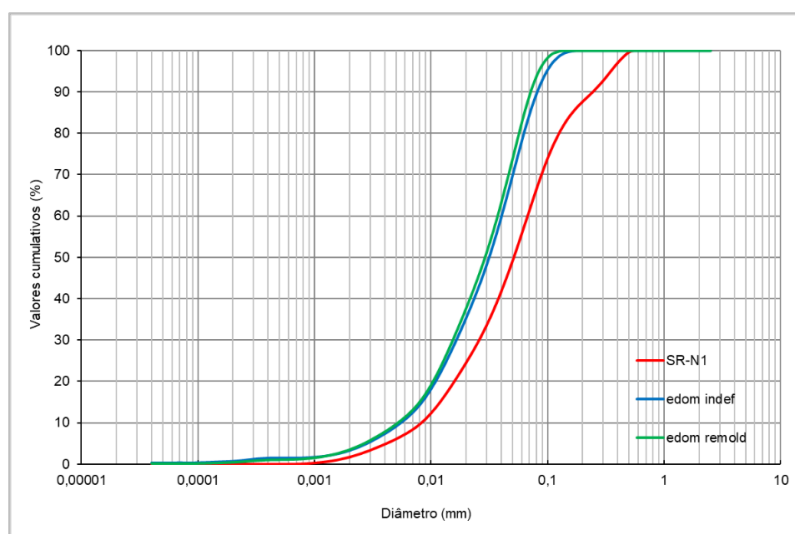


Figura 171 - Análise de quebra de grãos - edométrico - SR-N1

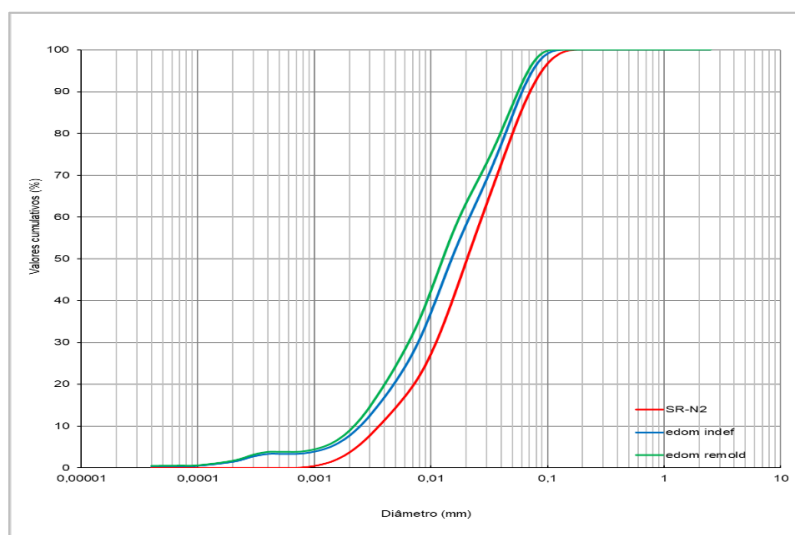


Figura 172 - Análise de quebra de grãos - edométrico - SR-N2

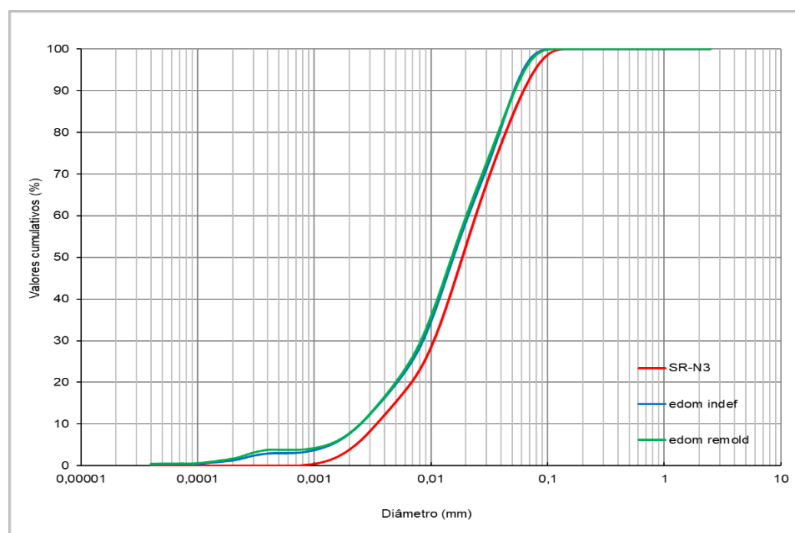


Figura 173 - Análise de quebra de grãos - edométrico - SR-N3

Observa-se que, para todos os solos, houve quebra de grãos, quando comparado com o solo natural. Tendo, apenas o SR-N2, apresentado uma pequena diferença para o ensaio realizado com amostra indeformada em relação ao realizado com amostra remoldada. Analisando-se o tamanho das partículas, assim como nas amostras dos ensaios de cisalhamento direto, o SR-N1 apresenta um aumento mais considerável nas partículas de diâmetro correspondente a silte e areia fina, enquanto o SR-N2 e o SR-N3 apresentam um aumento nas partículas de diâmetro correspondente à argila. Tendo o SR-N2 apresentado um aumento ligeiramente superior ao SR-N3.

As Figura 174, Figura 175 e Figura 176 apresentam os resultados obtidos após os ensaios triaxiais CIU, para os três solos estudados.

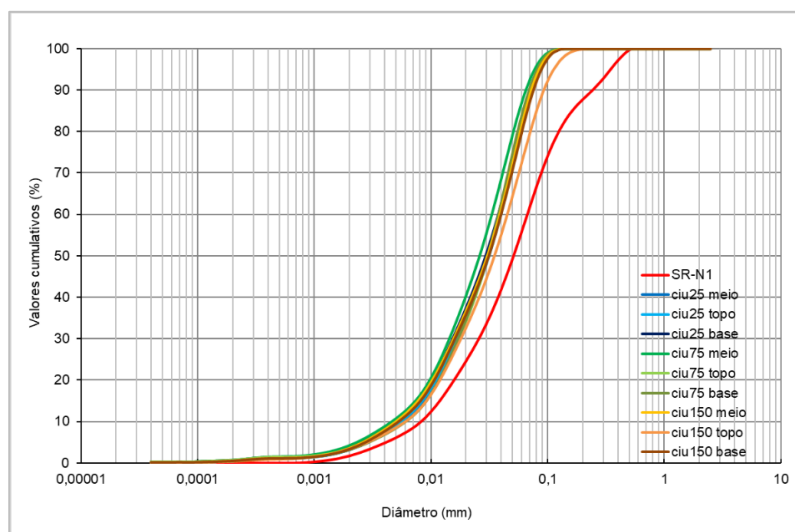


Figura 174 - Análise de quebra de grãos - CIU - SR-N1

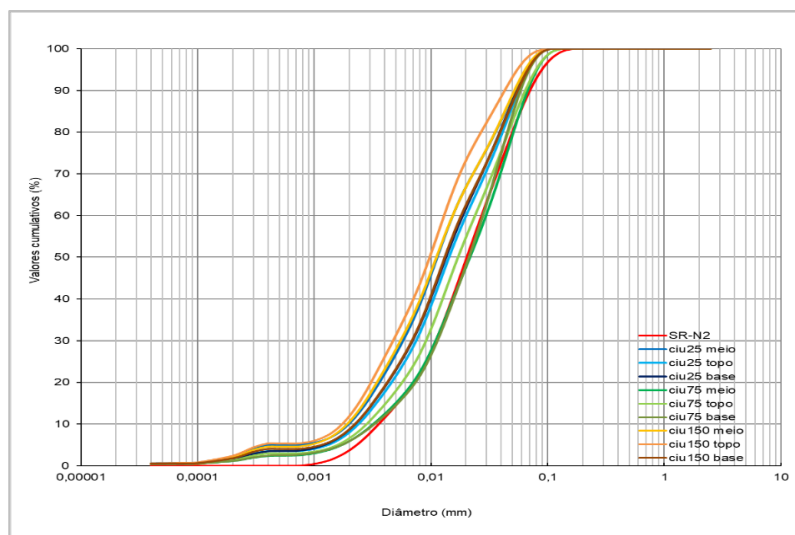


Figura 175 - Análise de quebra de grãos - CIU - SR-N2

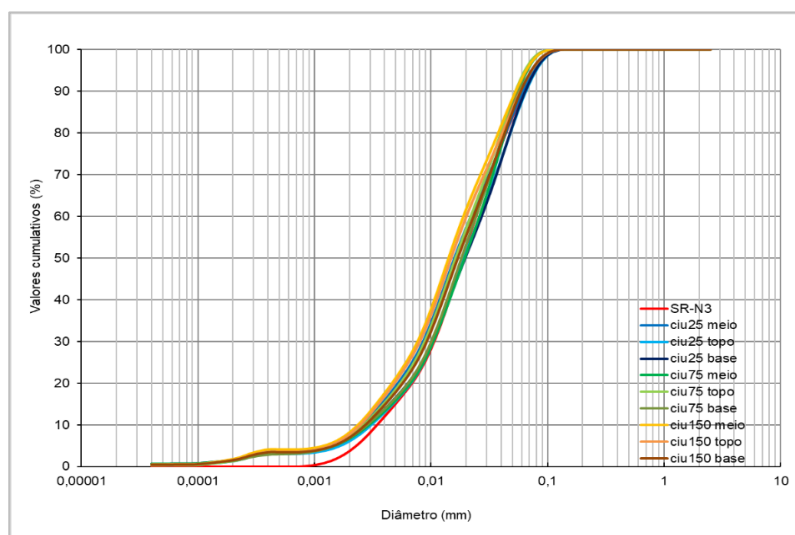


Figura 176 - Análise de quebra de grãos - CIU - SR-N3

Observa-se que, apenas o SR-N1 apresentou uma quebra de grãos mais significativa, quando comparado com o solo natural, para todos os ensaios CIU realizados. O SR-N2 apresenta quebra de grãos que podem ser associadas às tensões de ensaio, quanto maior a tensão, maior a quebra de grãos. Com exceção para as amostras do meio e topo do ensaio com 75kPa de tensão confinante. O SR-N3 apresenta alguma quebra de grãos, mais significativa nas partículas com diâmetro correspondente à argila, não sendo evidente uma associação com as tensões de ensaio.

As Figura 177, Figura 178 e Figura 179 apresentam os resultados obtidos após os ensaios triaxiais CID e CKD, para os três solos estudados.

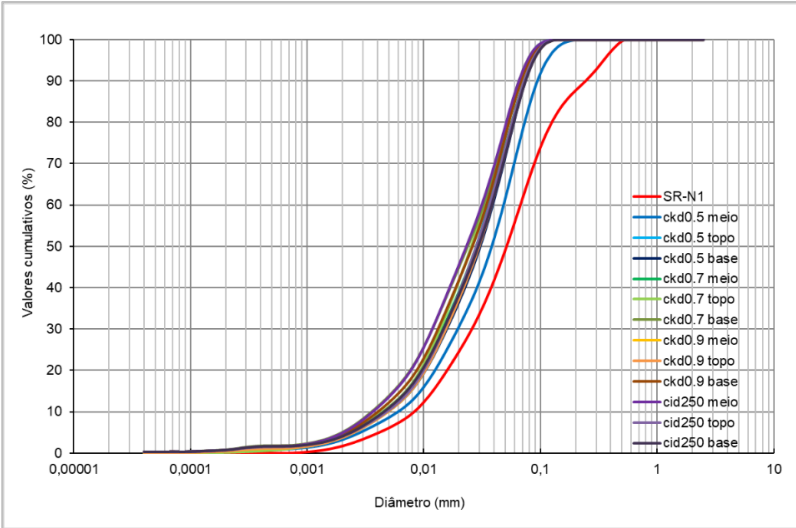


Figura 177 - Análise de quebra de grãos – CID e CKD - SR-N1

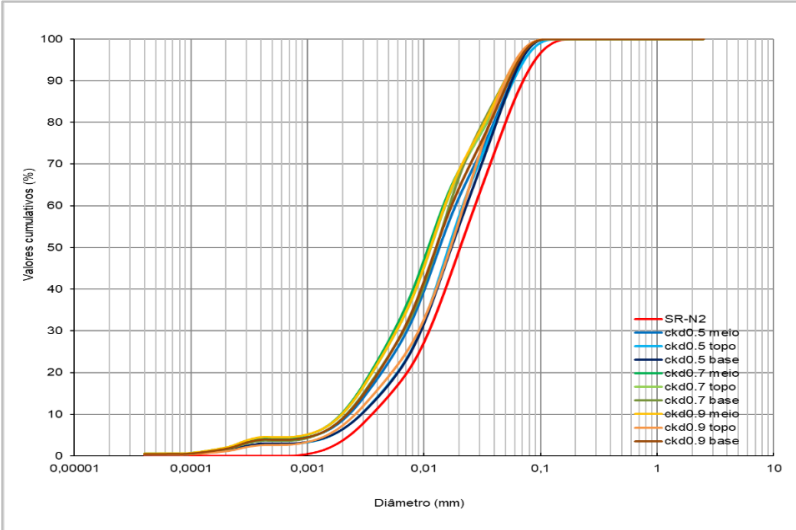


Figura 178 - Análise de quebra de grãos – CKD - SR-N2

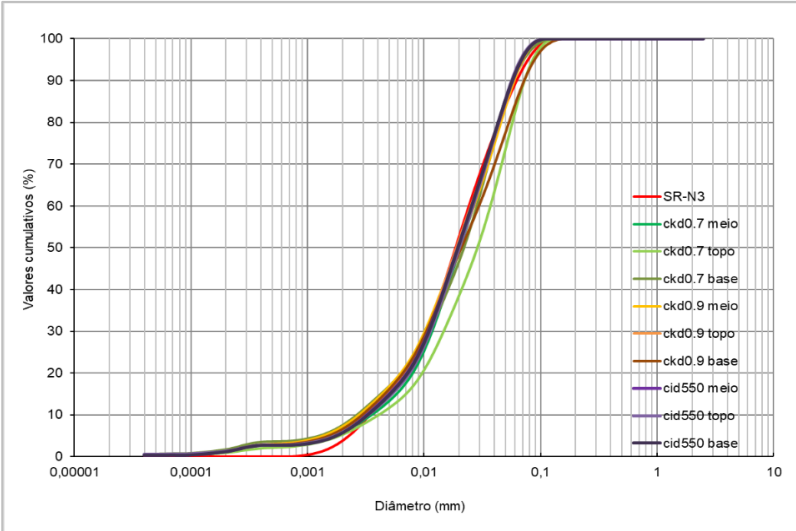


Figura 179 - Análise de quebra de grãos – CID e CKD - SR-N3

Observa-se que o SR-N1 apresentou uma quebra de grãos mais significativa, quando comparado com o solo natural, para os ensaios CID e CKD realizados. O SR-N2, assim como nos ensaios CIU, apresenta quebra de grãos que podem ser associadas às tensões de adensamento, quanto maior a tensão, maior a quebra de grãos. Com exceção para a amostra do topo do ensaio CKD0.9. O SR-N3 apresenta alguma quebra de grãos apenas para as partículas com diâmetro correspondente à argila, não sendo evidente uma associação com as tensões de ensaio.

Por meio da análise de quebra de grãos, foi possível observar que, de modo geral, para as amostras analisadas, o SR-N1 apresentou uma quebra de grãos superior nas partículas maiores que 0,002mm, enquanto os solos SR-N2 e SR-N3 apresentaram quebras superiores nas partículas menores do que este diâmetro. Pode-se observar, ainda, que, quanto menor o grau de intemperismo do solo, maior a quebra de grãos observada após os ensaios. Esse fato, possivelmente, está associado a granulometria, composição mineralógica e estrutura dos solos estudados.

8.5.Considerações gerais sobre os ensaios de resistência

No presente capítulo foram apresentados os resultados dos ensaios de resistência realizados nos três solos estudados.

Por meio dos ensaios de cisalhamento direto com plano cortado e superfície polida, de modo geral, pode-se dizer que, para o material estudado, um solo residual proveniente de um gnaiss facoidal, a resistência residual não pôde ser bem definida. Comparando-se os resultados obtidos, com o grau de intemperismo do solo, pode-se observar que o valor de c' decresce conforme aumenta o grau de alteração do solo. Em relação ao valor de ϕ' foi observada uma tendência de diminuição destes conforme aumenta o grau de alteração do solo

Os ensaios de adensamento edométrico realizados, para os três solos estudados, apresentaram, para as amostras indeformadas, uma inclinação similar nas curvas normalizadas, sendo que as amostras SR-N1 e SR-N3 seguem, aproximadamente a mesma trajetória.

Foram apresentadas comparações dos resultados dos ensaios edométricos com os ensaios de adensamento isotrópico e anisotrópico realizados, nos equipamentos triaxiais, previamente à ruptura, para os três solos estudados.

Para o SR-N1 observou-se que os ensaios de adensamento isotrópicos seguiram o mesmo caminho de tensões do adensamento edométrico, sugerindo

um valor de K_0 igual a 1,0. Porém os caminhos de tensão dos ensaios de adensamento, seguindo a trajetória K_0 , não coincidiram com o do adensamento edométrico, assim como o valor de K_0 obtido foi diferente de 1,0. Por meio dos pontos dos ensaios CIU realizados, observou-se uma tendência aos mesmos seguirem o comportamento do caminho de tensões edométrico.

Da mesma forma que o SR-N1, os pontos dos ensaios CIU realizados para o SR-N2 e SR-N3, apresentaram uma tendência aos mesmos seguirem o comportamento dos caminhos de tensões dos ensaios edométricos.

Observa-se que os caminhos de tensões dos ensaios CKD0.9, CID550 e CK0U, para o SR-N3, seguem o mesmo caminho de tensões, sugerindo-se que o valor de K_0 seria próximo a 0,9 ou 1,0, porém os caminhos de tensões dos mesmos não coincidem com o do adensamento edométrico, assim como o valor de K_0 obtido foi diferente de 1,0.

De modo geral, pelas figuras de comparação dos dados de adensamento dos solos estudados, verificou-se uma tendência aos caminhos de tensões seguirem a mesma direção, com o paralelismo da linha de compressão virgem e linha de compressão isotrópica.

Comparando-se as curvas de adensamento dos solos, em função do intemperismo dos mesmos, pode-se observar uma menor dispersão das curvas, conforme aumenta o grau de intemperismo.

Os ensaios CIU realizados, para os três solos estudados, apresentaram, curvas $q \times \varepsilon_a$, e $\Delta u \times \varepsilon_a$, com comportamento semelhante. Nas curvas tensão \times deformação, foi observado um crescimento rápido das tensões cisalhantes, até cerca de 2%, 3% de deformação axial, seguidos por um crescimento lento, sem pico de ruptura claro. Observou-se, também, resistências maiores de acordo com o nível de tensão efetiva de confinamento. Nas curvas de variação da poropressão em função da deformação axial, observou-se um aumento das poropressões até cerca de 2%, 3% de deformação axial, seguido por redução nos mesmos até o final dos ensaios, sendo maior essa diminuição, quanto menor o nível de tensão efetiva de confinamento.

Os ensaios CID e CKD realizados, para os três solos estudados, apresentaram curvas $q \times \varepsilon_a$ com comportamento semelhante, e mostram amostras com ruptura dúctil, sem a ocorrência de um claro pico de resistência. De modo geral, para os ensaios adensados anisotropicamente, observou-se que, quanto menor a razão de adensamento ($K = \sigma'_3 / \sigma'_1$), maior a tensão cisalhante máxima. Foram observadas, com exceção dos ensaios SR-N1 CKD0.9 e SR-N1 CKD0.5,

deformações volumétricas de compressão, e uma estabilização destas, em diferentes níveis de deformação axial.

Nas curvas das razões entre as tensões efetivas principais em função da deformação axial, foi observada, para os ensaios CIU, CID e CKD, para os três solos estudados, uma tendência, independente do ensaio realizado, a um agrupamento das curvas.

Os parâmetros de resistência ao cisalhamento, c' e ϕ' , foram determinados pelos critérios do estado crítico, da resistência de pico e da máxima razão das tensões efetivas principais. Para o solo SR-N1 observou-se um melhor ajuste por envoltórias curvas. De modo geral, pode-se dizer que c' e ϕ' tendem a diminuir, conforme aumenta o grau de alteração dos solos. Os valores próximos de ϕ' encontrados podem estar associados à composição mineralógica semelhante dos solos estudados, além do fato de que, na condição última, à grandes deformações, ocorreram quebras de grãos e desestruturação dos solos.

Relacionando-se o parâmetro de resistência c' , com propriedades químicas e mineralógicas dos solos estudados, observou-se que, conforme maior o grau de intemperismo do solo, menor c' , menor o índice ba e maior o índice PPA.

O módulo de cisalhamento máximo (G_0) foi determinado para os ensaios CKD, na etapa do cisalhamento, a partir da utilização de *bender elements*. De forma a se eliminar o efeito do índice de vazios e das tensões efetivas atuantes nos corpos ensaios, durante a etapa de cisalhamento, considerando-se que os corpos de prova foram adensados e cisalhados seguindo-se diferentes caminhos de tensões, o valor da velocidade da onda cisalhante foi normalizado e, a partir desta normalização, foram calculados os valores dos módulos de cisalhamento máximo normalizados ($G_0^\#$), para cada solo e ensaio realizado.

Observou-se que o módulo cisalhante normalizado, em função de p' , tende a seguir os mesmos caminhos de tensões obtidos no cisalhamento para cada ensaio, indicando que a rigidez do solo, mesmo o módulo tendo sido normalizado, apresenta o mesmo comportamento que a tensão desviadora (q).

Analisando-se os módulos de cisalhamento máximo normalizados em função das deformações axiais, para cada ensaio, observou-se que, o módulo cisalhante tende a aumentar conforme aumenta a razão de K do adensamento anisotrópico, assim como, conforme aumenta o intemperismo do solo.

Analisando-se o comportamento do módulo de cisalhamento máximo (G_0) em função do grau de intemperismo do solo, no início dos ensaios e após a saturação dos corpos de prova, observou-se, ao contrário do esperado, uma

tendência de, quanto maior o grau de alteração do solo, maior a rigidez obtida no material.

Assim como observado por Motta (2016), trabalhos envolvendo a utilização de *bender elements* e a obtenção de módulo de cisalhamento, em solos residuais, ainda são escassos. Devido ao caráter heterogêneo do material estudado, ressalta-se a necessidade da realização de mais ensaios, pois os resultados obtidos podem não ser suficientes para caracterizar o material estudado.

Foram analisadas amostras do solo natural e das amostras pós ensaio, no granulômetro a laser, com o objetivo de se verificar a possível quebra de grãos, nos ensaios de resistência realizados. Observou-se que, de modo geral, o SR-N1 apresentou uma quebra de grãos superior nas partículas maiores que 0,002mm, fração silte e areia fina do solo, enquanto os solos SR-N2 e SR-N3 apresentaram quebras superiores nas partículas correspondentes à fração argila dos solos. Observou-se, ainda, que quanto menor o grau de intemperismo do solo, maior a quebra de grãos após os ensaios. Esse fato, possivelmente, está associado a granulometria, composição mineralógica e estrutura dos solos estudados.

9

Interpretação dos resultados pela Teoria dos Estado Críticos

9.1. Adensamento e parâmetros do estado crítico

No espaço $\ln p'$ versus v , de acordo com os conceitos dos estados críticos (Roscoe *et al.*, 1985), a linha de compressão virgem (NCL – normal consolidation line) pode ser representada pela equação $v = N - \lambda \ln p'$. Sendo λ a inclinação da reta que representa a NCL, e N o valor de v quando $p' = 1$ kPa, ambos parâmetros do estado crítico.

A partir das curvas de adensamento edométrico, foram determinados ou inferidos, os parâmetros λ e N para os três solos estudados, assim como a normalização dos parâmetros λ e N pelo volume específico inicial v_0 , conforme apresentado nas Figura 180, Figura 181 e Figura 182 e Tabela 39.

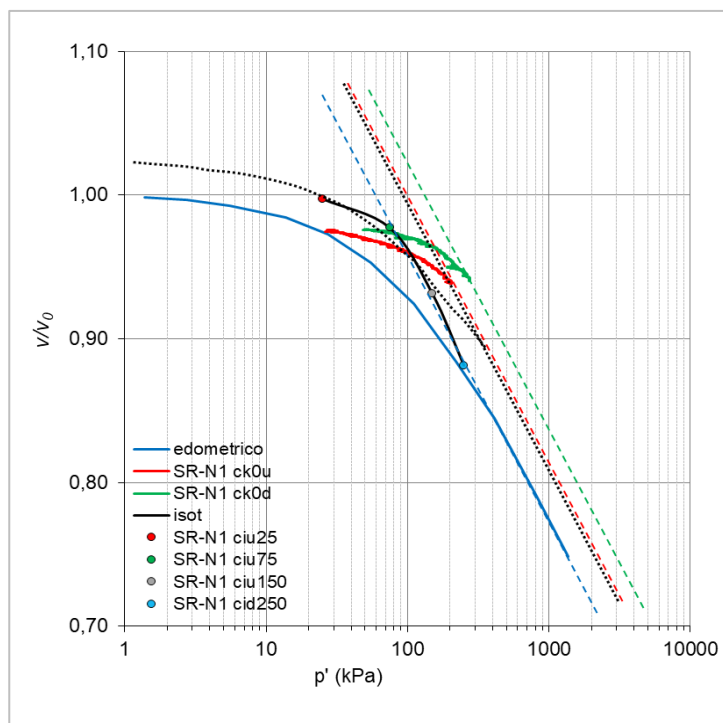


Figura 180 - Curvas de adensamento e ajustes lineares – SR-N1

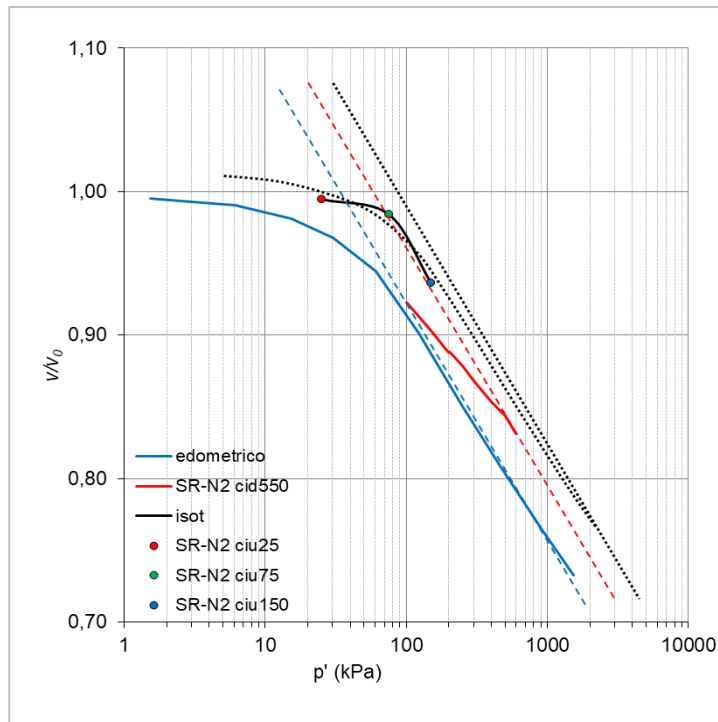


Figura 181 - Curvas de adensamento e ajustes lineares – SR-N2

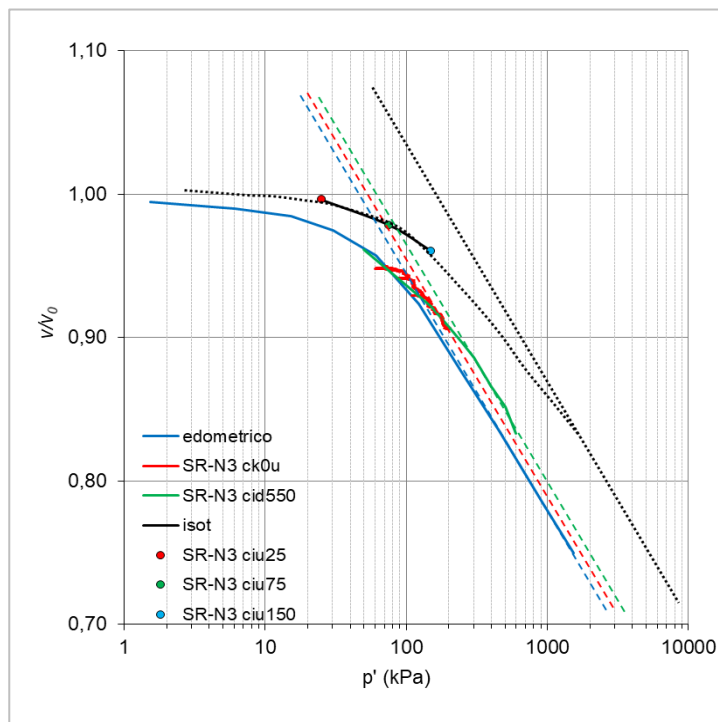


Figura 182 - Curvas de adensamento e ajustes lineares – SR-N3

Conforme apresentado nas Figura 180, Figura 181 e Figura 182, as curvas de adensamento isotrópico seguem a mesma tendência de comportamento das curvas de adensamento edométrico, corroborando com a teoria dos estados críticos, onde, a linha de compressão virgem e a linha de compressão isotrópica

apresentam a mesma inclinação λ . Observando-se os valores apresentados na Tabela 39, verifica-se uma tendência a uma diminuição nos valores de λ e N , conforme o aumento do grau alteração do solo.

Tabela 39 – Parâmetros λ e N

Solo	Ensaio	$v_0 = 1 + e_0$	N	λ	N/v_0	λ/v_0
SR-N1	SR-N1 edom	2,06	2,74	0,16	1,33	0,08
SR-N2	SR-N2 edom	1,96	2,50	0,14	1,28	0,07
SR-N3	SR-N3 edom	2,68	2,61	0,14	0,97	0,05

9.2. Ensaio de cisalhamento e parâmetros do estado crítico

Nos ensaios de cisalhamento em compressão triaxial os solos atingem estados críticos, nos quais continuam a sofrer distorções, em um estado constante, ou seja, com volume e tensões efetivas constantes. A linha de estados críticos (LEC) é definida, pelas equações $q_c = M p'_c$ e $v_c = \Gamma - \lambda \ln p'_c$. Sendo o índice c correspondente a ruptura última nos estados críticos. O símbolo M é equivalente ao ϕ'_c ($M = 6 \sin \phi'_c / (3 - \sin \phi'_c)$) e λ representa os gradientes da LEC e da NCL. Os parâmetros λ , M e Γ são constantes para um dado solo, pois correspondem a propriedades intrínsecas do material.

As Figura 183, Figura 184 e Figura 185 apresentam a linha dos estados críticos (LEC), obtida a partir dos ensaios triaxiais drenados e não drenados, nos gráficos q versus p' e v versus $\ln p'$, assim como uma inferência da NCL, considerando o caminho de tensões obtido pelo ensaio edométrico, realizados para cada solo estudado.

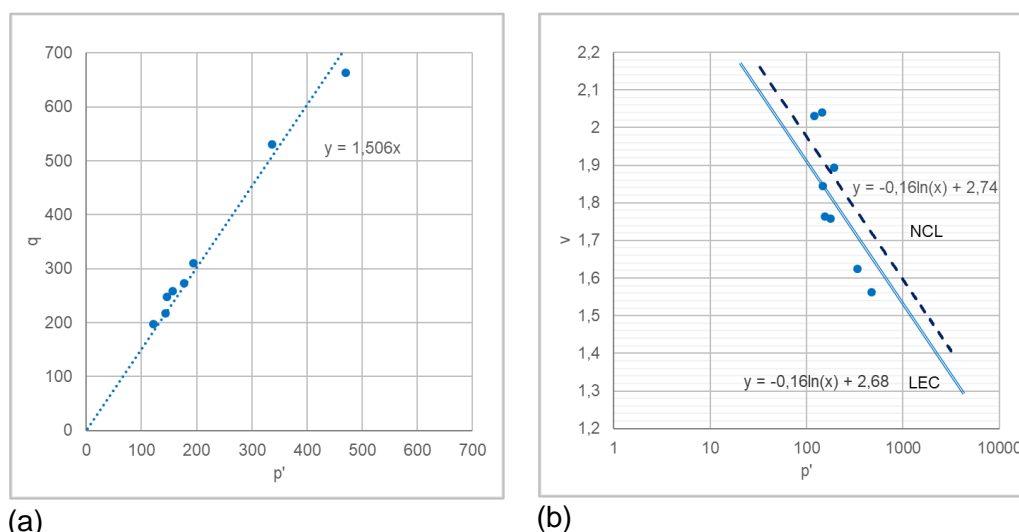
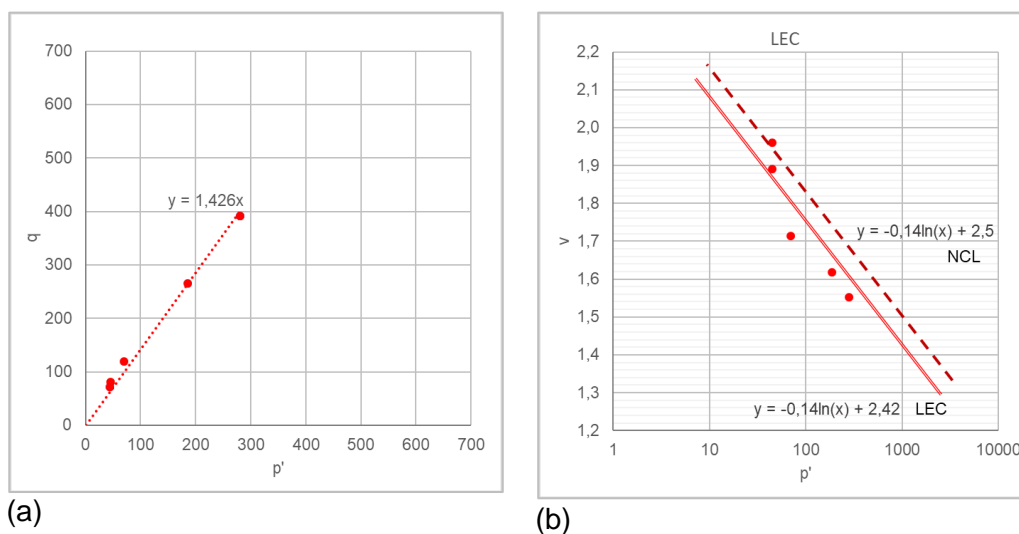
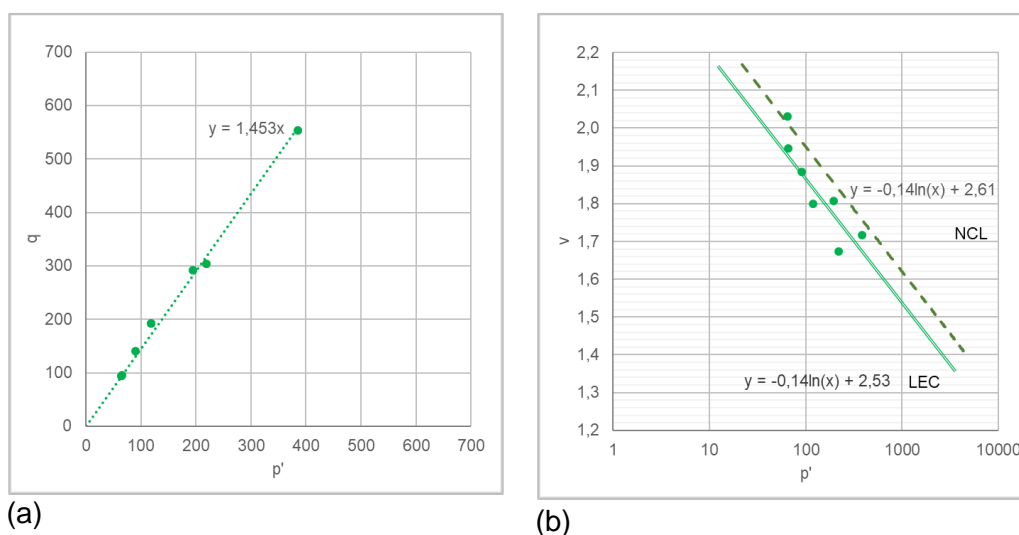


Figura 183 - Resultados dos ensaios triaxiais – SR-N1 (a) q x p' e (b) v x $\ln p'$

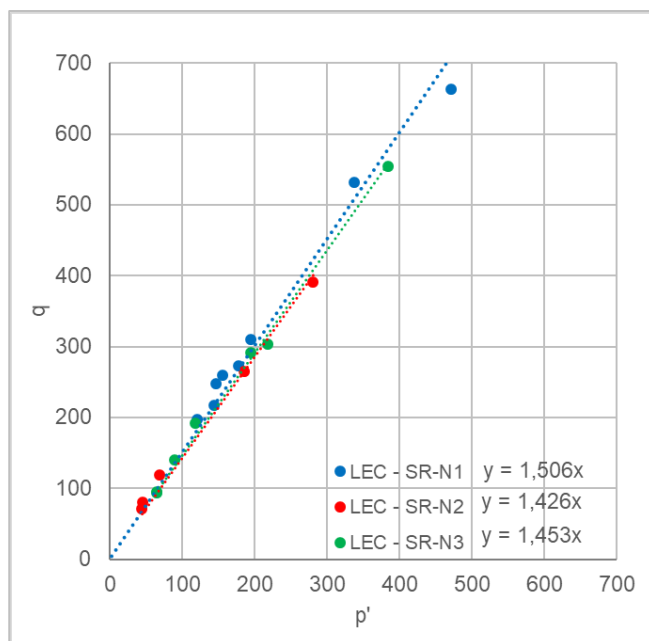
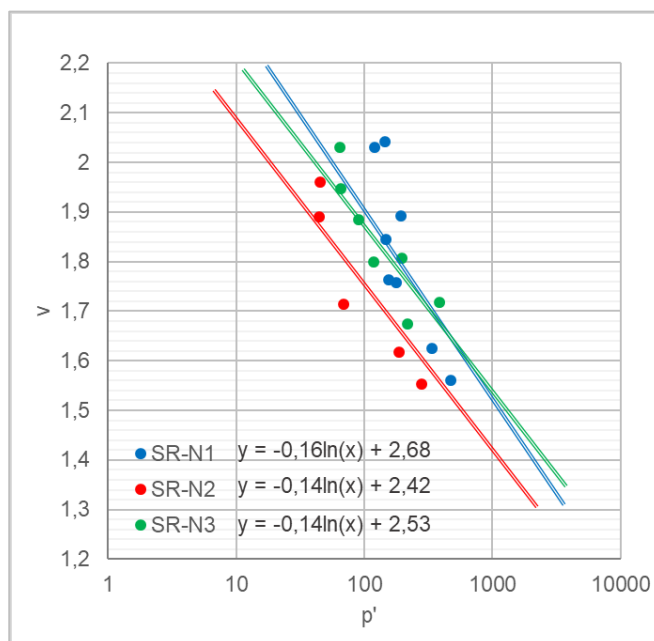
Figura 184 - Resultados dos ensaios triaxiais – SR-N2 (a) $q \times p'$ e (b) $v \times \ln p'$ Figura 185 - Resultados dos ensaios triaxiais – SR-N3 (a) $q \times p'$ e (b) $v \times \ln p'$

A Tabela 40 apresenta os valores dos parâmetros definidos pela linha de estados críticos: M , λ e Γ , e ϕ'_c , para cada solo estudado.

Tabela 40 - Parâmetros M , λ e Γ

Solo	LEC				NCL	
	M	ϕ'_c	λ	Γ	λ	N
SR-N1	1,506	37,0	0,16	2,68	0,16	2,74
SR-N2	1,426	35,2	0,14	2,42	0,14	2,50
SR-N3	1,453	35,8	0,14	2,53	0,14	2,61

As Figura 186 e Figura 187 apresentam um comparativo da linha dos estados críticos, nos espaços $q \times p'$ e $v \times \ln p'$, respectivamente, para cada solo estudado.

Figura 186 – LEC espaço q x p' : SR-N1, SR-N2 e SR-N3Figura 187 – LEC espaço v x $\ln p'$: SR-N1, SR-N2 e SR-N3

Observando-se os valores apresentados na Tabela 40, assim como as Figura 186 e Figura 187, verifica-se que as LEC e NCL apresentam a mesma inclinação (λ), para cada solo estudado. A diferença nos valores de M e λ , observadas entre o SR-N1 e os demais solos, possivelmente está relacionada à estrutura do solo menos intemperizado, preservada da rocha de origem. Porém, devido à proximidade entre os valores encontrados, estes parâmetros devem ser melhores investigados, de forma a se verificar se o intemperismo do solo influencia estes parâmetros.

9.2.1. Resistência não drenada e Linha dos Estados Críticos

Por meio dos ensaios CIU realizados, para os três solos estudados, foram determinados os valores de resistência não drenada ($S_u = (\sigma'_1 - \sigma'_3)/2$), para cada ensaio, e plotados no gráfico v versus $\ln (\sigma'_1 - \sigma'_3)/2$, conforme apresentado nas Figura 188, Figura 189 e Figura 190.

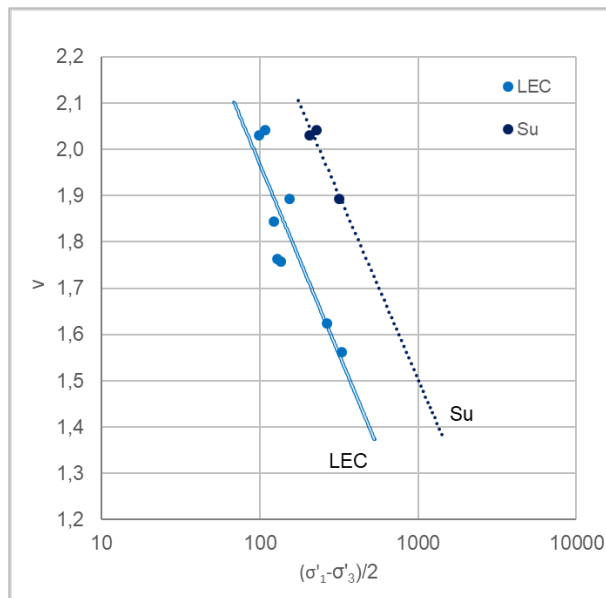


Figura 188 – S_u e LEC – SR-N1

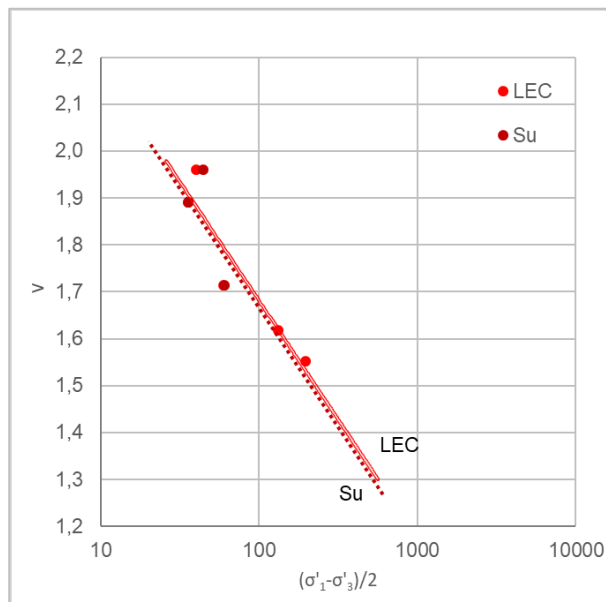


Figura 189 – S_u e LEC – SR-N2

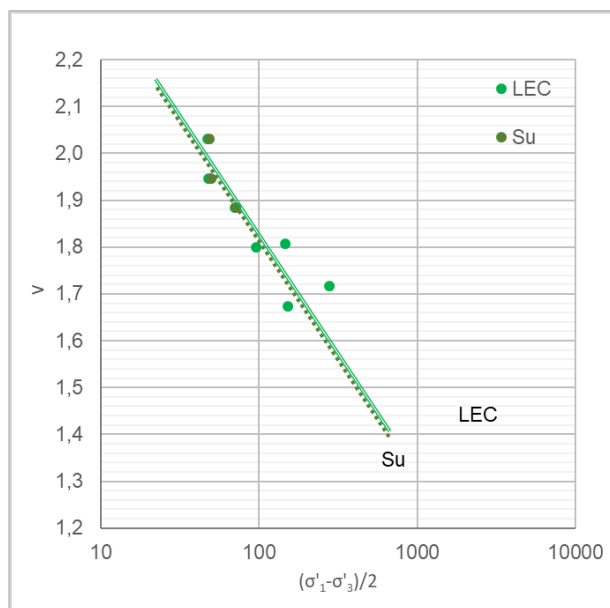


Figura 190 – Su e LEC – SR-N3

A Figura 191 apresenta um comparativo da linha da Su com a linha dos estados críticos, para cada solo estudado.

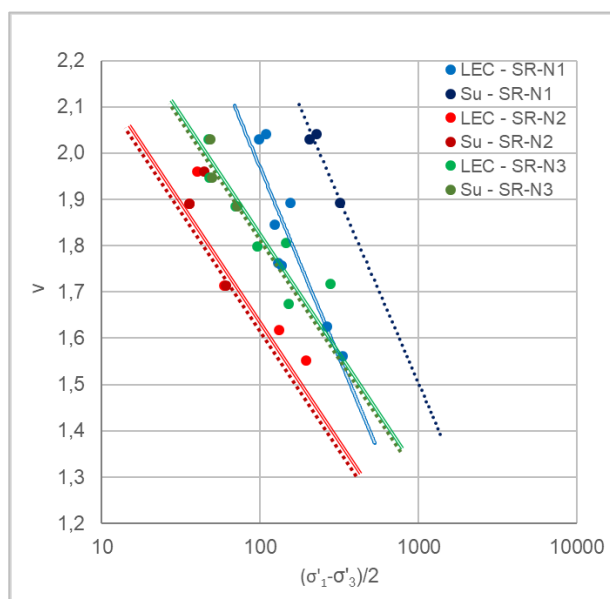


Figura 191 – Comparativo Su e LEC – SR-N1, SR-N2 e SR-N3

Conforme observado nas figuras, todos os solos apresentaram a linha que corresponde à resistência não drenada, com inclinação semelhante à linha dos estados críticos. Sendo que, nos solos SR-N2 e SR-N3, verifica-se que as resistências não drenadas são semelhantes à resistência aos estados críticos, indicando que estes solos são menos estruturados. Observando-se o SR-N1, a LEC e a Su são paralelas, indicando um solo bem estruturado, levemente cimentado.

9.3. Curva de plastificação (Yield Curve)

A plastificação do solo corresponde ao momento em que ocorre uma mudança significativa no comportamento tensão x deformação. Os pontos de plastificação, no espaço p' x q ou s' x t , permitem a identificação da curva (ou superfície) de plastificação, que limita a região onde a estrutura do solo é preservada. Se o caminho de tensão, aplicada ao solo, atinge a curva de plastificação, grandes deformações passam a se desenvolver, pois o solo sofre uma desestruturação progressiva (Leroueil & Vaughan, 1990; Leroueil & Hight, 2003).

Conforme apresentado na Figura 31, Leroueil e Vaughan (1990) definem três regiões no espaço s' x t que representam a plastificação da estrutura: região I, plastificação por cisalhamento; região II, por compressão e; região III, por expansão. No presente trabalho foram determinadas a região I, a partir dos ensaios CIU, e a região II, que se encontra abaixo da linha do estado crítico, a partir dos ensaios de compressão isotrópica e anisotrópica. Os pontos de plastificação, a partir dos ensaios CIU, foram determinados por meio do critério sugerido por Vaughan (1988), correspondente ao ponto de inflexão nas curvas q versus ε_a em escala bi-logarítmica. Os pontos de plastificação dos ensaios de compressão isotrópica e anisotrópicas, foram determinados por meio do critério empírico de prolongamento dos trechos da curva v/v_0 versus $\log p'$. As Figura 192, Figura 193 e Figura 194 apresentam as curvas de plastificação determinadas para os solos SR-N1, SR-N2 e SR-N3, respectivamente.

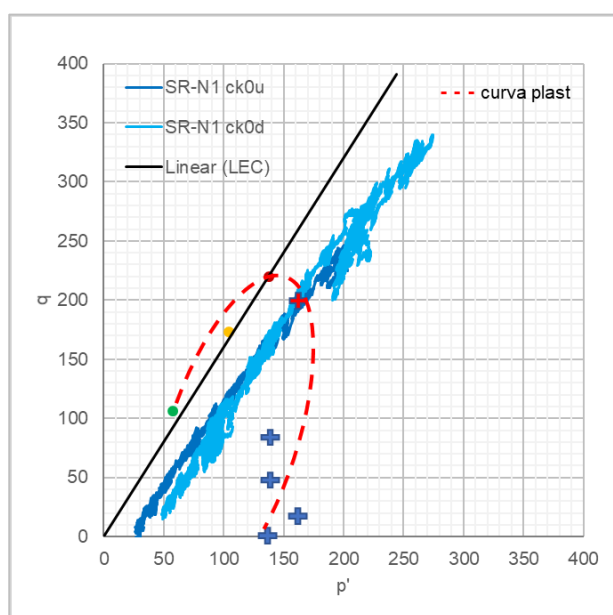


Figura 192 - Curva de plastificação – SR-N1

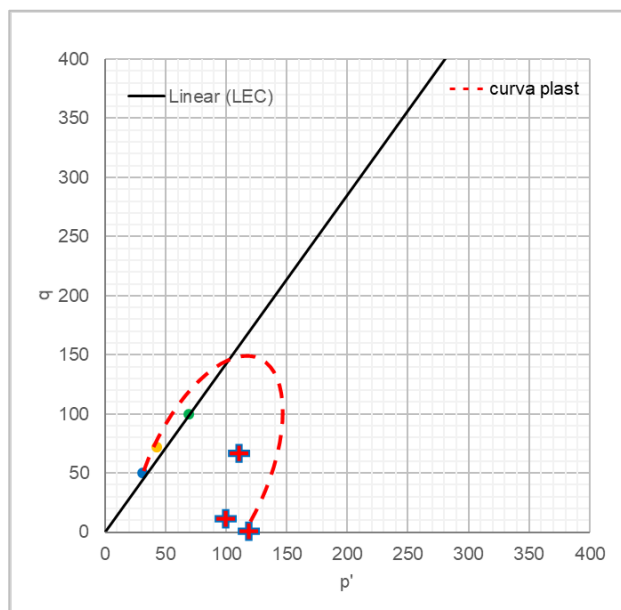


Figura 193 - Curva de plastificação – SR-N2

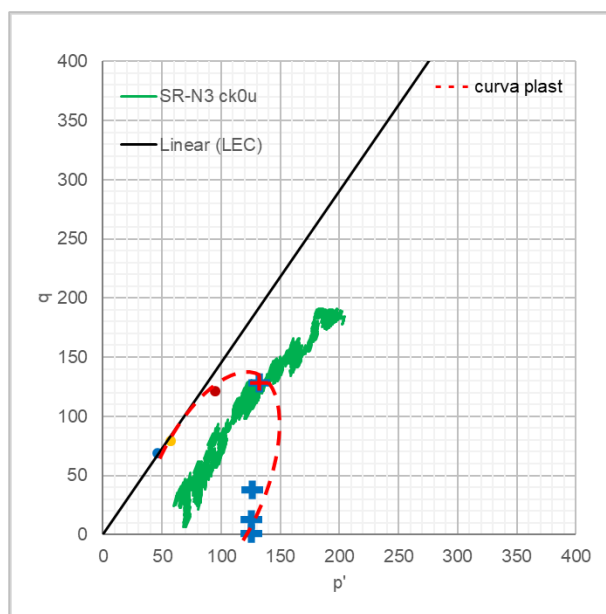


Figura 194 - Curva de plastificação – SR-N3

Os ensaios de adensamento isotrópico, realizados para todos os solos, apresentaram curvas $v/v_0 \times \log p'$ semelhantes às curvas obtidas nos ensaios de adensamento edométricos, sugerindo que K_0 seja próximo à 1,0 e, portanto, a elipse da curva de plastificação sendo centrada em torno do eixo isotrópico, conforme observado por diversos autores (Leroueil e Vaughan (1990), Sandroni (1981), Reis (2004) e Carvalho (2012)). Porém, por meio das curvas de plastificação, determinadas no presente trabalho, pode-se observar que as

mesmas tendem a formar uma elipse em torno do eixo K_0 do material, comportamento semelhante ao de solos sedimentares.

A Figura 195 apresenta um comparativo entre as superfícies de plastificação, para os três solos estudados.

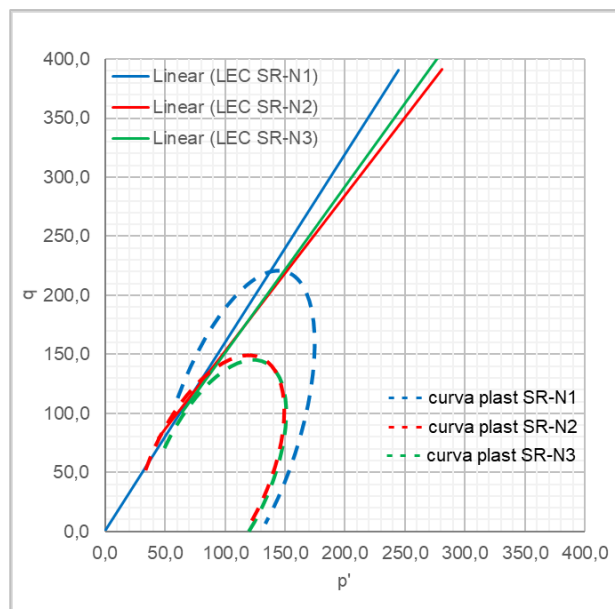


Figura 195 – Comparativo entre as curvas de plastificação para o SR-N1, SR-N2 e SR-N3

Observa-se, por meio da Figura 195 que, quanto menor o grau de alteração do solo, maior a superfície de plastificação do mesmo, ou seja, maior a tensão efetiva necessária para alteração da estrutura do solo, possivelmente ligada à estrutura que o solo menos intemperizado preserva da rocha de origem. Verifica-se que a curva de plastificação do SR-N1 ultrapassa a envoltória de estados críticos, indicando, possivelmente, a presença de alguma cimentação, herdada da rocha de origem.

9.4.Considerações gerais sobre a interpretação dos resultados pela teoria dos estados críticos

A partir das curvas de adensamento, obtidas por meio dos ensaios realizados no presente estudo, foram determinados os parâmetros λ e N , dos estados críticos, para os três solos estudados. Observou-se uma tendência a uma diminuição nos valores de λ , conforme o aumento do intemperismo do solo.

Por meio das envoltórias dos estados críticos, obtidas pelos ensaios triaxiais, verificou-se uma pequena variação nos valores de M de λ , do solo

SR-N1 para os demais solos, possivelmente relacionada à estrutura do solo menos intemperizado, preservada da rocha de origem. Sendo que, para cada solo, foi observada a mesma inclinação para as LEC e NCL. Devido à proximidade entre os valores encontrados, os parâmetros M de λ devem ser melhores investigados, de forma a se verificar se o intemperismo do solo influencia estes parâmetros.

Comparando-se a linha da resistência não drenada (S_u) com a LEC, verificou-se que as mesmas são coincidentes para os solos SR-N2 e SR-N3, indicando solos menos estruturados. Enquanto que o SR-N1 apresentou a LEC e a S_u paralelas, indicando um solo bem estruturado, levemente cimentado.

Foram determinadas, ainda, a superfície de plastificação dos solos estudados. Diferentemente do observado por diversos autores (Leroueil e Vaughan (1990), Sandroni (1981), Reis (2004) e Carvalho (2012)), observou-se que as curvas de plastificação tendem a formar uma elipse em torno do eixo K_0 do material, comportamento semelhante ao de solos sedimentares. Observou-se, ainda, que, quanto menor o grau de alteração do solo, maior a curva de plastificação do mesmo, ou seja, maior a tensão efetiva necessária para alteração da estrutura do solo, possivelmente ligada à estrutura que o solo menos intemperizado preserva da rocha de origem.

10

Conclusões e Sugestões

O presente trabalho consistiu na avaliação dos efeitos do grau de intemperismo nas características física, química, mineralógica, microestrutural e de resistência de um solo residual de gnaiss facoidal, com o objetivo de contribuir para o desenvolvimento de um Modelo Conceitual de Comportamento de Solo Residual.

Foram realizados diversos ensaios de caracterização para três amostras de solo, com diferentes graus de alteração, provenientes da mesma rocha de origem, além de fragmentos de rocha sã, parcialmente alterada e alterada. Destacam-se os ensaios de resistividade, difração de raios-X e microtomografia computadorizada, para (além da) caracterização física, mineralógica e microestrutural, respectivamente.

Foram realizados, ainda, ensaios de resistência das amostras de solo, sendo estes os ensaios de adensamento edométrico, cisalhamento direto com plano cortado e superfície polida e ensaios triaxiais, realizados em prensas convencionais, com cisalhamento por deslocamento controlado, e em prensas servo-controladas, com cisalhamento por tensão controlada, seguindo diferentes trajetórias de tensões. Destacando-se a análise do módulo de cisalhamento máximo, obtida pela utilização de *bender elements*, além da análise de quebra de grãos, realizada com ajuda de um granulômetro a laser, após os ensaios.

Por fim, de forma a se verificar o comportamento do solo residual estudado, foi realizada uma interpretação dos ensaios de resistência pela Teoria dos Estados Críticos.

10.1. Conclusões

Caracterização dos Solos

Em relação aos resultados obtidos por meio da caracterização física, química, mineralógica e microestrutural, dos três solos estudados, pode-se dizer:

- Alguns ensaios de caracterização não se mostraram adequados para a caracterização do grau de intemperismo nas amostras SR-N2 e SR-N3, pois estes materiais apresentaram características

bastantes semelhantes. Este fato pode estar associado à heterogeneidade do material e à dificuldade da coleta dos solos (perfil de solo horizontal, ao invés de um perfil de intemperismo vertical).

- O solo residual menos intemperizado, SR-N1, apresentou baixo grau de floculação e não apresentou limites de consistência. Os solos mais intemperizados, SR-N2 e SR-N3, apresentaram características bastante similares, com alto grau de floculação.
- Por meio dos resultados dos ensaios de porosimetria por intrusão de mercúrio, observou-se que, de forma geral, o percentual de microporos aumenta, enquanto que o percentual de mesoporos diminui conforme maior o grau de alteração do solo. O ensaio de porosimetria por intrusão de mercúrio, por não atingir os poros isolados, apresenta valores menores de porosidade total do que os obtidos pelos índices físicos.
- Ensaio de resistividade é um dos maiores indicadores de grau de alteração do solo. E, ainda, está associado ao tamanho dos poros das amostras que, apesar das características heterogêneas dos solos, quanto mais intemperizado o solo, menores os poros, conforme observado nos resultados da porosimetria, facilitando a passagem da corrente elétrica pelo solo.
- Os resultados obtidos nas análises da relação entre a curva de retenção de água do solo e a resistividade do solo, apresentaram o mesmo comportamento bimodal das curvas observado na porosimetria, aumentando a resistividade à medida que a sucção aumenta e o teor de água volumétrica diminui, conforme esperado. Também pode ser observada uma relação entre o grau de intemperismo do solo, considerando que, quanto maior a alteração do solo, menores são os poros e a resistividade do solo.
- Índices de intemperismo químico nem sempre são indicadores ideais quando os solos residuais jovens, ou saprolíticos, são desenvolvidos de rochas metamórficas gnáissicas quartzo-feldspáticas. Isto porque, estas rochas apresentam, de uma maneira geral, heterogeneidades mineralógicas com feições mais ricas em feldspatos e biotita e outras com maiores concentrações de quartzo-feldspato. Estas heterogeneidades são repassadas aos solos residuais, delas desenvolvidos. Durante a extração de amostras

indeformadas, a representatividade destas heterogeneidades deve ser observada, uma vez que estas feições, muitas vezes, possuem espessuras representativas.

- Os índices de intemperismo químico, obtidos por meio da análise química total, diminuem conforme aumenta o grau de alteração dos solos.
- Por meio das análises químicas por ataque de ácido sulfúrico, pode-se observar um aumento nos teores de Si, Al e Fe, conforme o grau de alteração do solo, pois os mesmos estão relacionados aos argilominerais e aos óxi-hidróxidos de ferro e alumínio presentes. Observou-se que o percentual de caulinita tende a aumentar quanto maior o grau de alteração do solo (desconsiderando-se a comparação entre o SR-N2 e SR-N3, pois estes apresentaram características bastantes semelhantes).
- Por meio do observado na lupa binocular, pode-se dizer que os três solos estudados possuem mineralogia semelhante, com forma e coloração dos grãos iguais, o que indica que os materiais são solos residuais proveniente da mesma rocha de origem. Foram observadas a presença de quartzo, feldspato e mica biotita alterada, nos três solos estudados, além de concreções argilosas de caulinita, relacionadas a alteração do feldspato, nos solos SR-N2 e SR-N3. No SR-N3 foi observado maior percentual de concreções argilosas, resultantes da alteração dos feldspatos, do que nos demais solos.
- Por meio dos ensaios de difração de raios-X, observou-se a presença dos minerais primários na rocha sã, rocha parcialmente alterada e rocha alterada, como a mica biotita. Conforme o intemperismo do solo, observou-se a alteração do feldspato, justificado pela presença da caulinita no SR-N1, SR-N2 e SR-N3, além da gibsita no SR-N2. Nas frações totais e de silte do SR-N1, SR-N2 e SR-N3, de modo geral, foi observada a presença de quartzo, feldspato e caulinita, o que corrobora com a rocha de origem, um gnaiss facoidal, sendo uma rocha quartzo-feldspática.
- Por meio das análises termo-diferenciais observou-se a evolução da presença da caulinita, conforme apresentado na Figura 95 à Figura 103.

- Não foi possível, por meio das análises pelo microscópio eletrônico de varredura, identificar cimentação entre as partículas, tanto proveniente da rocha de origem como do próprio solo.
- Por meio da microtomografia computadorizada, observou-se que o SR-N1 apresenta maior quantidade de macroporos e de vazios interligados do que os SR-N2 e SR-N3. Foi possível observar, ainda, no SR-N1 características da rocha de origem, como a foliação e o alinhamento dos minerais. As imagens obtidas para o SR-N2 e SR-N3 apresentam semelhança entre si, além de, em ambos os solos, ainda ser observada a presença de minerais primários, conforme Figura 122, Figura 123 e Figura 124.

Ensaio de Resistência

Em relação aos resultados dos ensaios de resistência, para os três solos estudados, pode-se dizer:

- Para o solo residual estudado, proveniente de um gnaiss facoidal, a resistência residual não pôde ser bem definida. Comparando-se os resultados obtidos, com o grau de intemperismo do solo, pode-se observar que o valor de c' decresce conforme aumenta o grau de alteração do solo, e o valor de ϕ' apresentou uma tendência de diminuição deste conforme aumenta o grau de alteração do solo.
- Por meio dos pontos dos ensaios CIU realizados, observou-se uma tendência aos mesmos seguirem o comportamento do caminho de tensões do ensaio edométrico, para os três solos estudados.
- De modo geral, verificou-se uma tendência aos caminhos de tensões seguirem a mesma direção, com o paralelismo da linha de compressão virgem e linha de compressão isotrópica, para cada solo estudado. Comparando-se as curvas de adensamento dos solos, em função do intemperismo dos mesmos, observou-se uma menor dispersão das curvas, conforme aumenta o grau de intemperismo.
- Os ensaios CIU, CID e CKD realizados apresentaram, para os três solos estudados, o mesmo comportamento nas curvas $q \times \epsilon_a$.
- De modo geral, pode-se dizer que c' e ϕ' tendem a diminuir, conforme aumenta o grau de alteração dos solos. Os valores próximos de ϕ' encontrados podem estar associados à composição mineralógica semelhante dos solos estudados, além do fato de que, na condição

última, à grandes deformações, ocorreram quebras de grãos e desestruturação dos solos.

- Relacionando-se o parâmetro de resistência c' , com propriedades químicas e mineralógicas dos solos estudados, observou-se que, conforme maior o grau de intemperismo do solo, menor c' , menor o índice ba e maior o índice PPA.
- O módulo de cisalhamento máximo (G_0) foi determinado para os ensaios CKD, na etapa do cisalhamento, a partir da utilização de *bender elements*, e observou-se, que o módulo cisalhante normalizado, em função de p' , tende a seguir os mesmos caminhos de tensões obtidos no cisalhamento para cada ensaio, indicando que a rigidez do solo, mesmo o módulo tendo sido normalizado, apresenta o mesmo comportamento que a tensão desviadora (q).
- Analisando-se os módulos de cisalhamento máximo normalizados em função das deformações axiais, para cada ensaio, observou-se que, o módulo cisalhante tende a aumentar conforme aumenta a razão de K do adensamento anisotrópico, assim como, conforme aumenta o intemperismo do solo.
- Analisando-se os módulos de cisalhamento máximo no início dos ensaios, e após a saturação dos corpos de provas, em função do intemperismo do solo, observou-se, ao contrário do que seria esperado, uma tendência de, quanto maior o grau de alteração, maior a rigidez obtida no material.
- Foram analisadas amostras do solo natural e das amostras pós ensaio, no granulômetro a laser, com o objetivo de se verificar a possível quebra de grãos, nos ensaios de resistência realizados. Observou-se que, quanto menor o grau de intemperismo do solo, maior a quebra de grãos após os ensaios.
- Por meio da superfície de plastificação dos solos estudados, observou-se que estas tendem a formar uma elipse em torno do eixo K_0 do material, comportamento semelhante ao de solos sedimentares. Observou-se, ainda, que, conforme menor o grau de alteração do solo, maior a curva de plastificação do mesmo, indicando que o solo SR-N1 é levemente cimentado, preservando uma estrutura da rocha de origem.

- Por meio dos resultados obtidos, pode-se dizer que a Teoria dos Estados Críticos pode ser aplicada no solo residual estudado.

10.2. Sugestões

De forma a se dar continuidade e complementar o presente trabalho, sugere-se, para futuras pesquisas:

- Para o estudo de solos residuais jovens, ou saprolíticos, desenvolvidos de rochas de estrutura gnáissica recomenda-se, quando se visa relacionar o grau de intemperismo do solo com características geotécnicas, que sejam coletadas amostras indeformadas representativas do perfil, de forma a se ter maior variabilidade, incluindo, quando possível, uma na transição rocha alterada x solo, outra no meio do perfil, e uma na camada mais superficial. Devendo-se observar, no ato da coleta, por meio de ensaios tátil visuais, se existe realmente diferenças significativas entre elas, quanto ao grau de intemperismo. Isto porque, solos residuais, ou saprolíticos, desenvolvidos destas rochas, apresentam morfologicamente características iguais quanto à alteração dos minerais, tendo-se em conta que a evolução do intemperismo nestes solos é muito lenta.
- Realização de ensaios de adensamento isotrópico, a altas tensões, para cada solo estudado, de forma a se definir a linha de compressão isotrópica dos solos.
- Quantificação de vazios e análise estrutural dos solos, por meio das microtomografias computadorizadas realizadas, para todos os materiais estudados.
- Dados do módulo cisalhante máximo indicaram um comportamento similar aos caminhos de tensões dos ensaios. Mais ensaios devem ser realizados, de forma a se verificar se os pontos finais dos módulos formam uma linha similar à envoltória de resistência obtida para os três solos estudados.
- Assim como observado por Motta (2016), trabalhos envolvendo a utilização de *bender elements* e a obtenção de módulo de cisalhamento, em solos residuais, ainda são escassos. Devido ao caráter heterogêneo do material estudado, ressalta-se a

necessidade da realização de mais ensaios, para melhor caracterizar o solo estudado.

- Sugere-se a realização de ensaios de resistividade, assim como a utilização de *bender elements*, em todas as amostras ensaiadas mecanicamente, visando uma correlação entre seus parâmetros.
- Devido à proximidade entre os valores encontrados, os parâmetros do estado crítico M de λ devem ser melhores investigados, por meio da realização de ensaios adicionais, de forma a se verificar se o intemperismo do solo influencia estes parâmetros.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. **Solo – Ensaio de Adensamento Unidimensional** – NBR 3336, 1990.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. **Amostras de Solo – Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização** – NBR-6457, 1986.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. **Rochas e Solo** - NBR 6502, 1995.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. Solo – **Determinação da massa específica dos grãos** – NBR-6508, 1984.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. Solo – **Análise Granulométrica** – NBR-7181, 1984a.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. Solo – **Determinação do Limite de Liquidez** – NBR-6459, 1984b.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. Solo – **Determinação do Limite de Plasticidade** – NBR-7180, 1984c.

ABU-HASSANEIN, Z. S.; BENSON, C. H.; BLOTZ, L. R. **Electrical Resistivity of Compacted Clays**. Journal of Geotechnical Engineering, v. 122, n. 5, 1996, p. 397- 406.

ANTUNES, F. S. **Comunicação pessoal**, 2015.

ANTUNES, F. S. **Comunicação pessoal**, 2016.

ANTUNES, F. S. **Comunicação pessoal**, 2017.

ARCHIE, G. **Electrical-resistivity log as an aid in determining some reservoir characteristics**. Trans. Am Inst. of Min. Engrg., 146, 1942, p. 318-319.

AQUINO, F. R., **Estudo comparativo entre a resistividade elétrica e características geotécnicas de um solo argiloso compactado**. Dissertação de Mestrado, Universidade de Brasília, ENC/FT/UnB, 2010, 117p.

ATKINSON, J., H., **Introduction to the Mechanics of Soils and Foundations**, McGraw-Hill, ed. 1993, 337p.

ATKINSON, J., H., BRANSBY, P., L., **The Mechanics of Soils - an Introduction to Critical State Soil Mechanics**. McGraw-Hill, ed. 1978, 375p.

BARRETO, W. **Eletroquímica de solos tropicais de carga variável: capacidade da dupla camada elétrica**. Tese de Doutorado, Universidade Federal Rural do Rio de Janeiro, 1986, 273p.

BERTOLUCCI, J., C., F., **Propriedades de Engenharia dos Solos Residuais de Biotita Gnaiss Compactados**. Dissertação de Mestrado, PUC, Rio de Janeiro, 1975, 236p.

BICA, A. V. D., BRESSANI, L. A., VENDRAMIN, D., MARTINS, F. B., FERREIRA, P. M. V., GOBBI, F., **Anisotropic Shear Strength of a Residual Soil of Sandstone**. Canadian Geotechnical Journal, vol. 45, 2008, p. 367-376.

BISHOP, A. W., WESLEY, L. D. **A hydraulic triaxial apparatus for controlled stress path testing**. Géotechnique, vol. 25, issue 4, 1975, p. 657-670, <https://doi.org/10.1680/geot.1975.25.4.657>.

BLIGHT, G. E., **The effect of non-uniform pore pressures on laboratory measurements of the shear strength of soils**. Symp on Lab Shear Testing, ASTM STP No. 361, 1964.

BOSZCZOWSKI, R. B., **Avaliação de propriedades mecânicas e hidráulicas de um perfil de alteração de granito-gnaiss de Curitiba, PR**. Tese de Doutorado, PUC, Rio de Janeiro, 2008, 577p.

BRADY, N. C., **The nature and properties of soils**. Macmillan Publishing Company, 9th ed., 1984, 750p.

BRANT, F., A., C., **Propriedades físicas, químicas, mineralógicas e mecânicas de um perfil de solo residual basáltico localizado em um corte da Ferrovia Norte-Sul, no estado de Tocantins**. Dissertação de Mestrado, PUC, Rio de Janeiro, 2005, 153p.

BRENNER, R. P., GARGA, V.K., BLIGHT, G.E., **Shear Strength Behavior and Measurement of shear Strength in Residual Soils**. In Mechanics of Residual Soils. Taylor & Francis Group, London, 2012. Chapter 7, p. 213-284.

BRESSANI, L. A., **Resistência ao cisalhamento e deformabilidade de solos tropicais não saturados**. In: 5º. Simpósio Brasileiro de Solos não Saturados, São Carlos, v. 2, 2004, p. 617-628.

CAMAPUM DE CARVALHO, J., **Propriedades e comportamento de solos tropicais não-saturados**. In: 5º Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, São Carlos, SP, 2004, p. 597-616.

CAMPANELLA, R. G.; WEEMEES, I., **Development and use of an electrical resistivity cone for groundwater contamination studies**. Canadian Geotechnical Journal, v. 27, 1990, p. 557-567.

CAMPOS, L. G., **Variação da resistividade elétrica para três solos não saturados**. Dissertação de Mestrado, Universidade Estadual Paulista, Faculdade de Engenharia, Bauru, 2015, 146p.

CARVALHO, T. M. O., **Desenvolvimento de um sistema de medição de variação de volume total de amostras não saturadas em ensaios triaxiais e avaliação da influência da técnica de saturação no comportamento tensão-deformação- resistência de solos residuais**. Tese de Doutorado, PUC, Rio de Janeiro, 2012, 401p.

CARVALHO, T. M. O. **Efeitos de um licor cáustico na resistência ao cisalhamento de um solo residual de sienito e um coluvionar**. Dissertação de Mestrado, PUC, Rio de Janeiro, 2006, 170p.

CASTRO, G., T., **Caracterização de Solos residuais de Gnaisse da Guanabara**. Dissertação de Mestrado, PUC, Rio de Janeiro, 1974, 59p.

CECÍLIO JUNIOR, M., O., **Estudo do Comportamento de um túnel em solo residual de gnaisse por meio de ensaios triaxiais com controle de caminhos de tensões**. Dissertação de Mestrado, POLI-USP, São Paulo, 2009, 204p.

CRAIG, R. F., **Mecânica dos Solos**, 7ª ed. – [Reimpr.], LTC, Rio de Janeiro, 2013, 365p.

CRUZ, P. T., **Solos Residuais – Algumas Hipóteses de Formulações teóricas de Comportamento**. Seminário em Geotecnia de Solos Tropicais ABMS-DF/UnB, Brasília, p. 79-11, 1987.

CUCCOVILLO, T.; COOP, M. R. **On the mechanics of structure sands**. Géotechnique, v. 49, n. 6, p. 741-760, 1999.

DAS, BRAJA M., **Fundamentos de engenharia geotécnica**, 2ª ed., Cengage Learning, São Paulo, 2012, 610p.

DE CAMPOS, T., M., P., **Resistência ao Cisalhamento de Solos Residuais Micáceos**. Dissertação de Mestrado, PUC, Rio de Janeiro, 1974, 116p.

DE CAMPOS, T. M. P., **Two low plasticity clays under cyclic and transient loading**. Tese de Doutorado, University of London, London, 1984, 728p.

DEERE, D. U.; PATTON, F. D., **Slope stability in residual soils**. Proc. 4th Panam. Conf. Soil Mech., Puerto Rico, 1971, vol. 1, p. 93-185

DENARDIN, A. P., **Estudo do comportamento mecânico de um solo saprolítico de basalto de Teutônia, RS**. Dissertação de Mestrado, UFRGS, Porto Alegre, 2005, 135p.

EMBRAPA, **Manual de Métodos de Análise de Solo**. 2a edição revista, Embrapa Solos, Rio de Janeiro, RJ, 2011, 230p.

ESCALAYA ADVINCULA, M., R., **Avaliação do Efeito de Aumento de Poropressão nas Características de Resistência de Três Solos Tropicais**. Tese de Doutorado, PUC, Rio de Janeiro, 2016, 278p.

FALCÃO, M. F. G. **Fatores Geológicos e Características de Intemperismo Condicionantes das Propriedades Mecânicas de Solos Residuais**. Dissertação de Mestrado, PUC-Rio, 1984, 131p.

FERREIRA, C. M. F., **Implementação e Aplicação de Transdutores Piezoeléctricos na Determinação de Velocidades de Ondas Sísmicas em Provetes. Avaliação da Qualidade da Amostragem em Solos Residuais**. Dissertação de Mestrado, FEUP - Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2003, 167p.

FERREIRA, P., M., V., **Estudo de um Solo Residual de Arenito da Rodovia RS 239 – Ensaios Triaxiais Servo-Controlados**. Dissertação de Mestrado, UFRGS, 1998, 90p.

FUTAI, M. M., **Propriedades Geotécnicas de Solos Saprolíticos e Rochas Alteradas de Filito**. IX Congresso Brasileiro de Geologia de engenharia, São Pedro, 1999.

FUTAI, M. M., **Estudo teórico-experimental do comportamento de solos tropicais não-saturados: aplicação a um caso de voçorocamento**. UFRJ, Rio de Janeiro, 2002, Tese de Doutorado, 559p.

FUTAI, M. M.; ALMEIDA, M. S. S.; LACERDA, W.A., **Yield, strength and critical state conditions of a tropical saturated soil**. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, v.130, n. 11, p. 1169-1179, 2004.

GIBSON, R. E.; HENKEL, D. J. **Influence of duration of tests at constant rate of strain on measured “drained” strength**. Géotechnique, v. 4, n.1, p. 6-15, 1954.

GITIRANA, G. de F. N.; FREDLUND, D. G., **Soil-water characteristic curve equation with independent properties**. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 130, No. 2, 209-212p, 2004.

HEAD, K. H., **Manual of Soil Laboratory Testing**. Petch Press, London, v.3, 1998.

HOLTZ, R. D.; KOVACS, W. D., **An Introduction to Geotechnical Engineering**, Englewood Cliffs, NJ: Prentice-Hall, 1981, 733p.

IBAÑEZ, J. P., **Modelagem Micromecânica Discreta de Solos Residuais**. Tese de Doutorado, PUC, Rio de Janeiro, 2008, 394p.

IBGE, **Mapa de Vegetação do Brasil** - 1:5.000.000, 2004.

ISRM, **Basic Geotechnical Description for Rock Masses**. ISRM Comission on Classification of Rock and Rock Masses, Int. Jnl. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech., Abstr 18, p 85-110, 1981.

JARDINE, R. J. **Some observations on the kinematic nature of soil stiffness**. Soils and Foudations, v. 32, n. 2, p. 111-124, 1992.

LEROUEIL, S.; HIGHT, D. W. **Behavior and properties of natural soils and soft rocks**, Characterization and engineering properties of natural soils, Workshop, Singapore, p. 29-254, 2003.

LEROUEIL, S.; VAUGHAN, P. R. **The general and congruent effects of structure in natural clays and weak rocks**, Géotechnique, v. 40, n. 3, p. 467-488, 1990.

LIMA, A. P., **Comportamento de uma escavação grampeada em solo residual de gnaiss**. Tese de Doutorado, PUC, Rio de Janeiro, 2007, 431p.

LITTLE, A.L., **The engineering classification of residual tropical soils**. Proceedings, Specialty Session on Engineering Properties of Lateritic Soils. 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico City, p. 1–10. 1969.

MACCARINI, M., **A comparison of direct shear box tests with triaxial compression tests for a residual soil**. Geotechnical and Geological Engineering, n. 11, p. 69-80, 1993.

MACCARINI, M., **Ensaaios Triaxiais e de Cisalhamento Direto no Solo Residual Gnaissico Jovem do Campo Experimental da PUC RJ, Gávea RJ**. Dissertação de Mestrado, PUC, Rio de Janeiro, 1980, 254p.

MACCARINI, M. **Laboratory Studies of Weakly Bonded Artificial Soil**. PhD Thesis, University of London, 1987.

MACIEL, I. C. Q., **Aspectos microestruturais e propriedades geomecânicas de um perfil de solo residual de gnaiss facoidal**. Dissertação de Mestrado, PUC, Rio de Janeiro, 1991, 183p.

MALANDRAKI, V.; TOLL, D. G., **Triaxial tests on weakly bonded soil with changes in stress path**. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, vol. 127, nº3, 2001, p. 282-291.

MARANHA DAS NEVES, E., **Mecânica dos Solos dos Estados Críticos**, 1ª ed., LNEC, Lisboa, 2013, 388p.

MARINHO, F., A., M., **Características de Deformabilidade do Solo Residual do Campo Experimental II da PUC/RJ obtidas a Partir de Ensaaios Triaxiais Axissimétricos**. Dissertação de Mestrado, PUC, Rio de Janeiro, 1986, 188p.

MARINHO, F. A. M., **Medição de sucção com o método do papel filtro**. In: X Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, Foz do Iguaçu, PR, v.2, p. 515-522, 1994.

MARQUES, S. H. M., **Estudo Geomecânico de Solos Residuais Graníticos**, Dissertação de Mestrado, FEUP, Porto, 2001, 177p.

MARTINS, F.B. **Investigação do Comportamento Mecânico de um Solo Naturalmente Estruturado**. Tese de Doutorado, UFRGS, Porto Alegre, 2001.

MATOS FERNANDES, M. **Mecânica dos Solos Conceitos e Princípios Fundamentais**, 2ª ed., FEUP Edições, Porto, 2011, 463p.

MIRANDA, A., N., **Estudo Estatístico das Propriedades dos Solos Residuais de Gnaiss das Encostas da Guanabara**. Dissertação de Mestrado, PUC, Rio de Janeiro, 1973, 43p.

MITCHELL, J. K.; SOGA, K., **Fundamentals of soil behavior**, Wiley, 3rd ed., 2005, 559p.

MONCADA, M., P., H., **Avaliação de Propriedades Hidráulicas de Solos Tropicais Não Saturados**. Tese de Doutorado, PUC, Rio de Janeiro, 2008, 324p.

MOTTA, M., F. B., **Caracterização físico-hídrico-estrutural e efeito do aumento da pressão do ar na resistência de solos tropicais não saturados**. Tese de Doutorado, PUC, Rio de Janeiro, 2016, 350p.

OLIVEIRA, A. M. S.; BRITO, S. N. A., **Geologia de Engenharia**, ABGE, São Paulo, ed. 1998, 586p.

OLIVEIRA, C., P., **Comportamento Mecânico de um Solo Residual Naturalmente Cimentado**. Tese de Doutorado, UFV, Viçosa, 2011, 121p.

OLIVEIRA, E. P., **Caracterização bio-físico-químico-mineralógica e micromorfológica de um perfil de alteração de granito-gnaiss de Curitiba, PR**. Dissertação de Mestrado, PUC, Rio de Janeiro, 2006, 197p.

PACHECO, A. O., **Ensaio com cone resistivo em solos saturados**. Dissertação de Mestrado, COPPE/UFRJ, 2004, 150p.

PARRY, R., H., G., **Triaxial compression and extension tests on remoulded saturated clay**. Geotechnique, 10, 1960, p.166-180.

PASTORE, E., L., **Weathering profiles**, 10th Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, ISSMFE, Guadalajara, Mexico, 1, 1995. p. 353-364.

POLIVANOV, H., **Caracterização química, mineralógica, física e geotécnica de perfis de alteração desenvolvidos de gnaisses**. Tese de Doutorado, UFRJ, Rio de Janeiro, 1998, 320p.

POPP, JOSÉ HENRIQUE, **Geologia Geral**, Editora LTC, Rio de Janeiro, ed. 1999, 376p.

REIS, R., M., **Comportamento Tensão – Deformação de dois Horizontes de um Solo Residual de Gnaiss**. Tese de Doutorado, EESC/USP, São Carlos, 2004, 198p.

RICHARD G., COSENZA P., ABOUBACAR A., et TABBAGH A., **Étude des variations de résistivité électrique d'un sol limoneux en fonction de sa teneur en eau et de sa porosité**. In: Géophysique des sols et des formations superficielles: Geofcan: actes du 5ème colloque, Orleans, p. 5-8, 2005.

ROCHA, J., M., M., **Definição de Condições de Liquefacção em Triaxial à Luz da Teoria dos Estados Críticos e Avaliação de Risco por Razão de**

Velocidades de Ondas Sísmicas numa Areia Dunar. Dissertação de Mestrado, Universidade do Porto, 2010, 136 p.

ROHLFES JÚNIOR, J. A., **Estudo do Comportamento de um Solo Residual Melhorado através de Técnicas Mecânicas e Físico-Químicas e sua Aplicação à Análise de Fundações Superficiais.** Dissertação de Mestrado, UFRGS, Porto Alegre, 1996, 124p.

ROSCOE, K. H., SCHOFIELD, A. N., WROTH, C. P., **On the Yielding of Soils.** Géotechnique, 1958, vol.8, 22-53.

SANDRONI, S. S., **Micromorphology and Interpretation of a Landslide in Gneissic Residual Soil,** Int. Symp. on the Geot. of Strut. Complexi Formations, Ass. Geotecnica Italiana, Capri, 1977, vol.1, p. 423-431.

SANDRONI, S. S. **Solos Residuais Gnáissicos. Pesquisas realizadas na PUC-RJ.** In: Simpósio Brasileiro sobre Solos Tropicais em Engenharia COPPE/UFRJ, 1981, v.2, p. 30-65.

SANDRONI, S. S., **Stress Relief Effects in Gneissic Saprolitic Soils.** 1st. Int. Conf. Geomechanics in Tropical Soils, vol.3, Brasília, 1985.

SANDRONI, S. S.; MACCARINI, M., **Ensaio triaxiais e de cisalhamento direto em uma ocorrência de solo residual gnáissico jovem rico em feldspato.** In: Simpósio Brasileiro de Solos Tropicais em Engenharia. COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 1981, p. 324-339.

SANTOS, P., S., **Tecnologia de argilas aplicada às argilas brasileiras.** Edgard Blucher Ltda, Editora da universidade de São Paulo, São Paulo, 1975, 341p.

SERTÃ, H., B., C., **Aspectos Geológicos e Geotécnicos do Solo Residual do Campo Experimental II da PUC/RJ.** Dissertação de Mestrado, PUC, Rio de Janeiro, 1986, 185p.

SILVEIRA, F., G., **Investigação do Comportamento Mecânico de um Solo Residual de Gnaiss da Cidade de Porto Alegre.** Dissertação de Mestrado, UFRGS, Porto Alegre, 2005, 159p.

SKEMPTON, A. W., **Residual strength of clays in landslides, folded strata and the laboratory.** Géotechnique, London, vol.35, n° 1,1985, p. 3-18.

SLONGO, G. R., **Desenvolvimento de um Sistema Triaxial Servo-Controlado e Avaliação do Comportamento Mecânico de um Solo Residual de Biotita Gnaiss.** Dissertação de Mestrado, PUC, Rio de Janeiro, 2008, 137p.

SILVA, T., A., **Avaliação da influência da sucção mátrica e do grau de intemperismo no coeficiente de empuxo lateral (K0) de solos residuais.** Dissertação de Mestrado, PUC, Rio de Janeiro, 2017, 100p.

SOUSA PINTO, CARLOS DE, **Curso Básico de Mecânica dos Solos**, Oficina de Textos, São Paulo, ed. 2000, 247p.

TIBANA, S. **Condutividade Hidráulica de Solos Saprolíticos de Clorita-Xisto e de um Solo Coluvionar Compactados no Campo e em Laboratório.** Dissertação de mestrado, Rio de Janeiro, 1991. 175 p. PUC-Rio.

TIBANA, S., **Desenvolvimento de uma Célula Triaxial Cíclica Servo Controlada e Estudo da Susceptibilidade à Liquefação de um Resíduo da Lavra de Mineração de Ferro.** Tese de Doutorado, PUC, Rio de Janeiro, 1997, 254p.

TOLL, D. G., **Triax – Use manual. Geotechnical systems group.** University of Durham, UK. Version 4.2, 2002.

VARGAS, M., **Some engineering properties of residual clays soils occurring in southern Brazil.** In: Proc. International Conference on Soil Mechanics and Foundations, Rotterdam: A. A. Balkema, v.1, 1953, p. 67-71.

VAUGHAN, P. R., **Characterizing the mechanical properties of in-situ residual soils.** Proc. 2st Int. Conf. on Geomech. in Tropical Soils, Singapore, 1988, p. 469-487.

VAUGHAN, P. R., MACCARINI, M.; MOKHTAR, S. M., **Indexing the engineering properties of residual soil.** Quaterly Journal of Engineering Geology, London, Vol. 21, 1998, p. 69-84.

VAZ, L. F., **Classificação Genética dos Solos e dos Horizontes de Alteração de Rocha em Regiões Tropicais.** Solos e Rochas, São Paulo, 19 (2), p. 117-136, 1996.

VIANA, A. C. C., **Comunicação pessoal**, 2017.

VIANA DA FONSECA, A. J. P., **Geomecânica dos Solos Residuais do Granito do Porto. Critérios para Dimensionamento de Fundações Directas.** Tese de Doutorado, FEUP, 1996, 774p.

VITA, P. De, MAIO, R. Di, PIEGARI, E., **A study of the correlation between electrical resistivity and matric suction for unsaturated ash-fall pyroclastic**

soils in the Campania region (southern Italy). Environ Earth Sci, 67, 2012, 787-798p. DOI 10.1007/s12665-012-1531-4.

WALLACE, K. B. **Structural behavior of residual soils of the continually wet highlands of Papua New Guinea.** Géotechnique, v. 23, n. 2, 1973, p. 203-218.

WESLEY, L. D., **Fundamentals of soil mechanics for sedimentary and residual soils,** Wiley, ed. 2010, 431p.

WOOD, D. M., **Soil behavior and critical state soil mechanics,** Cambridge University Press, ed. 1990, 462p.

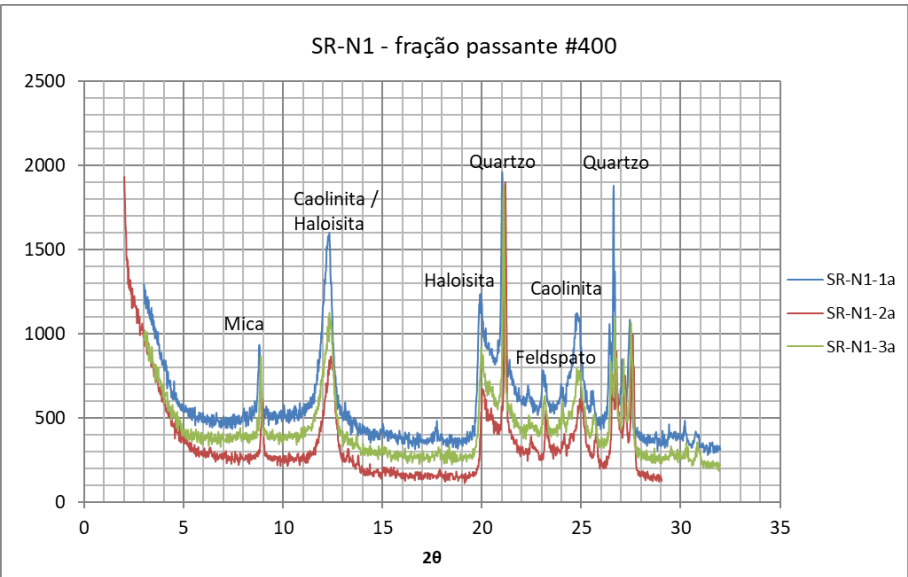
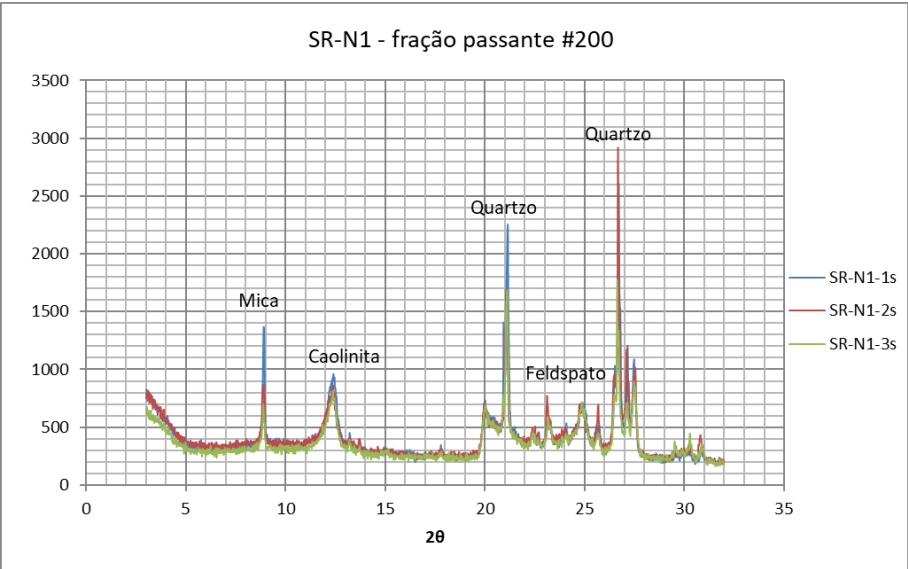
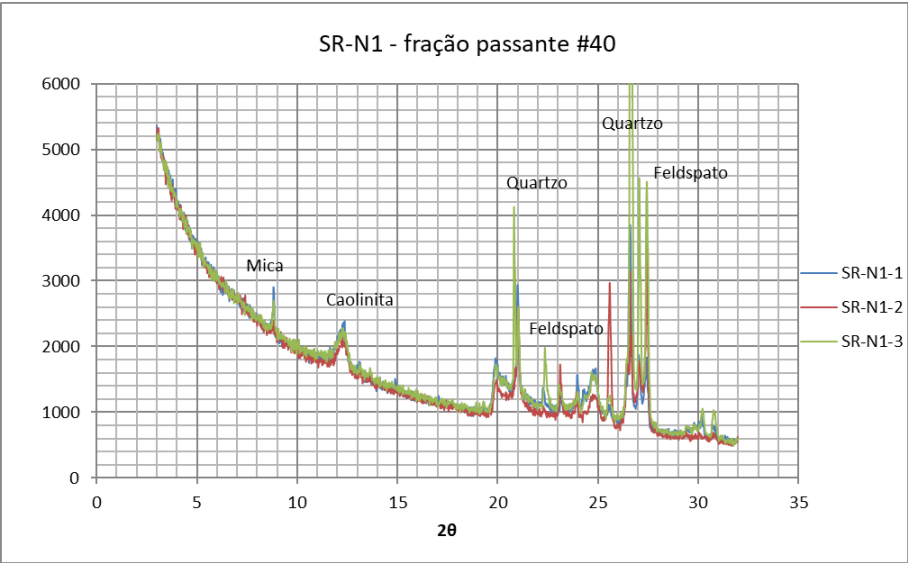
WORTHINGTON, P. F., PALLAT, N., TOUSSAINT-JACKSON, J. E., **Influence of Microporosity on the Evaluation of Hydrocarbon Saturation.** SPE Formation Evaluation, June, 1989, 203-209p.

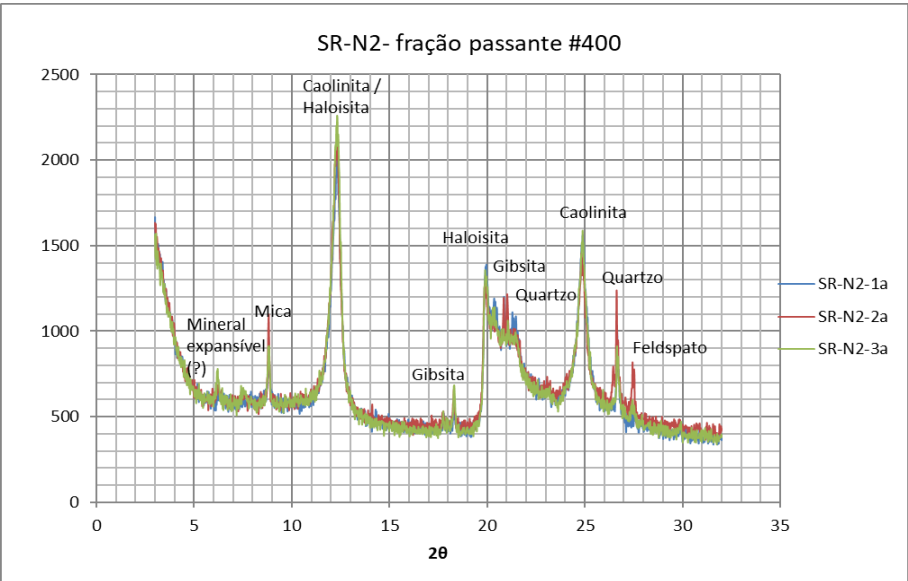
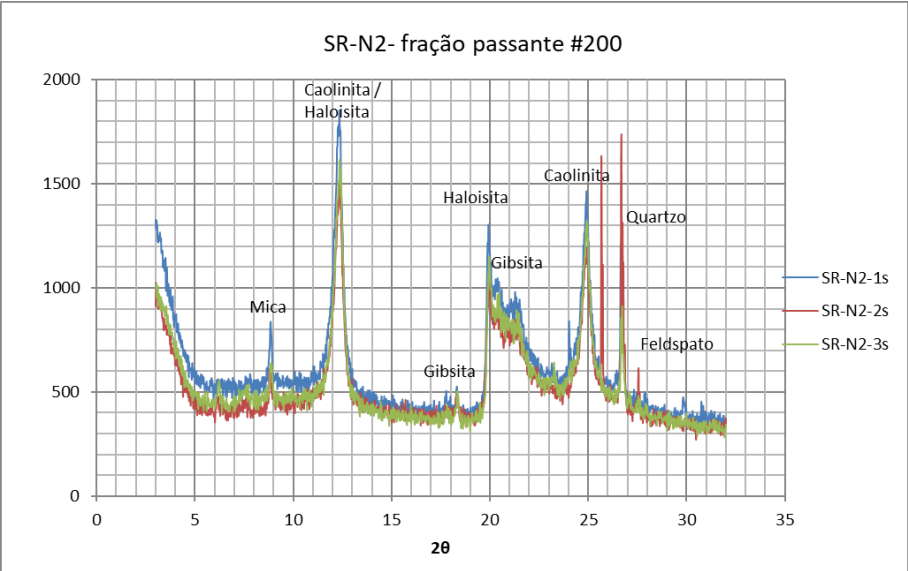
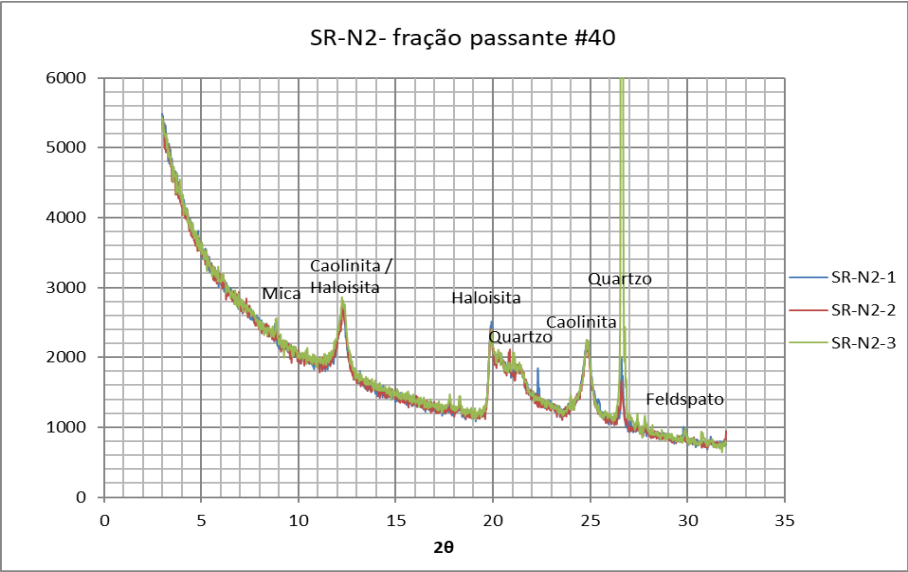
YAMASAKI, M. T., PEIXOTO, A. S. P., LODI, P. C., **Evaluation of Electrical Resistivity in a Tropical Sandy Soil Compacted.** EJGE, vol. 19/C, 2014, p. 629-644.

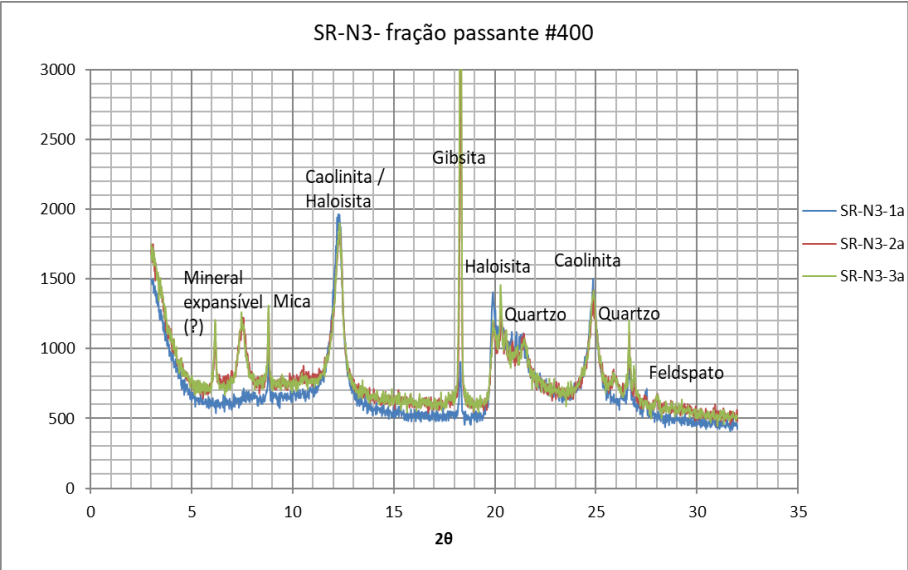
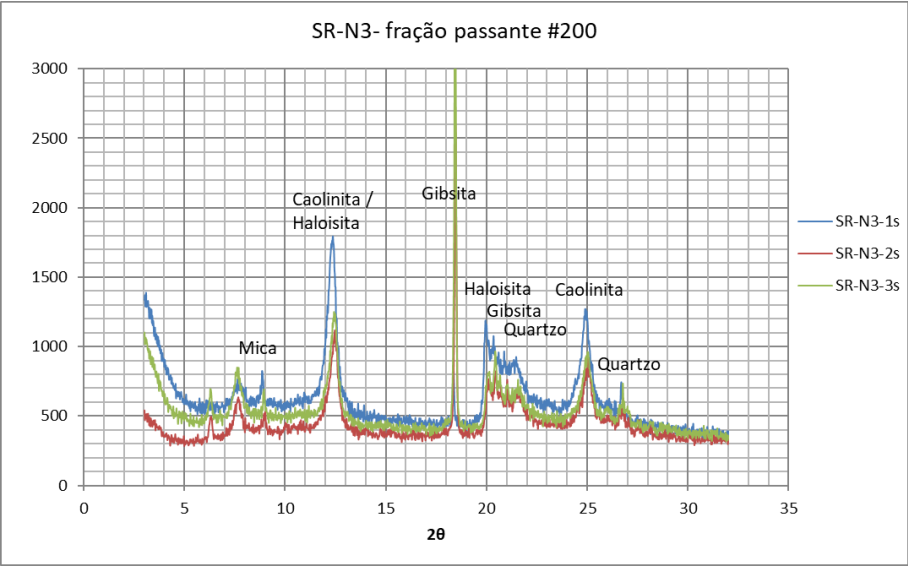
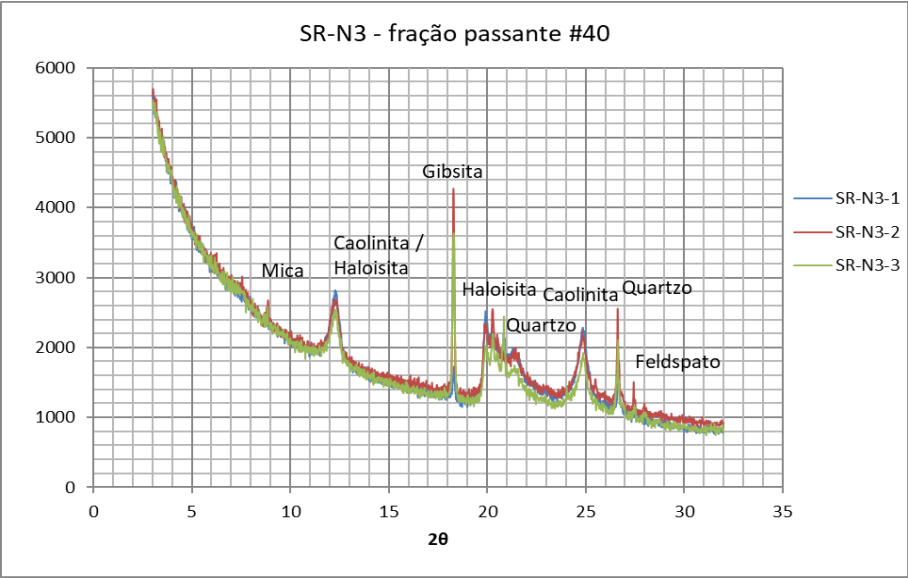
12

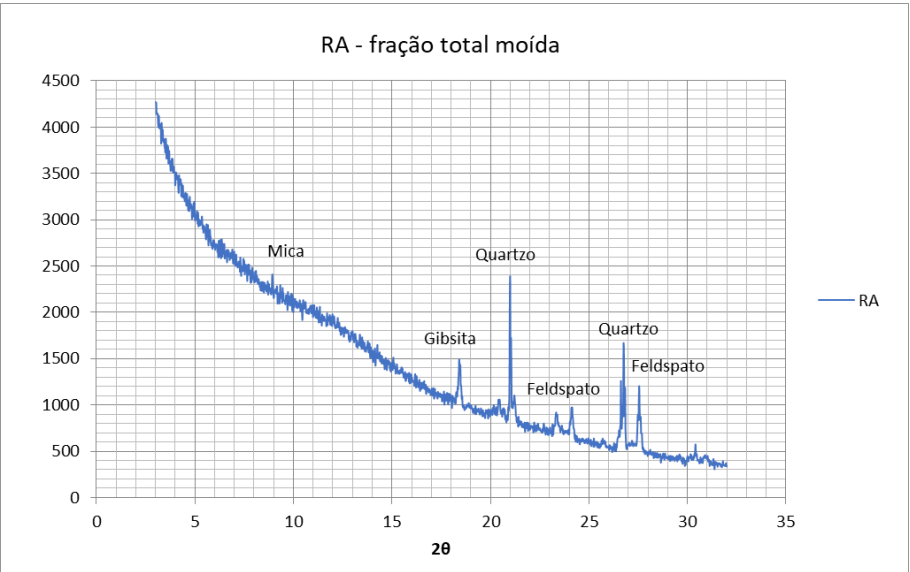
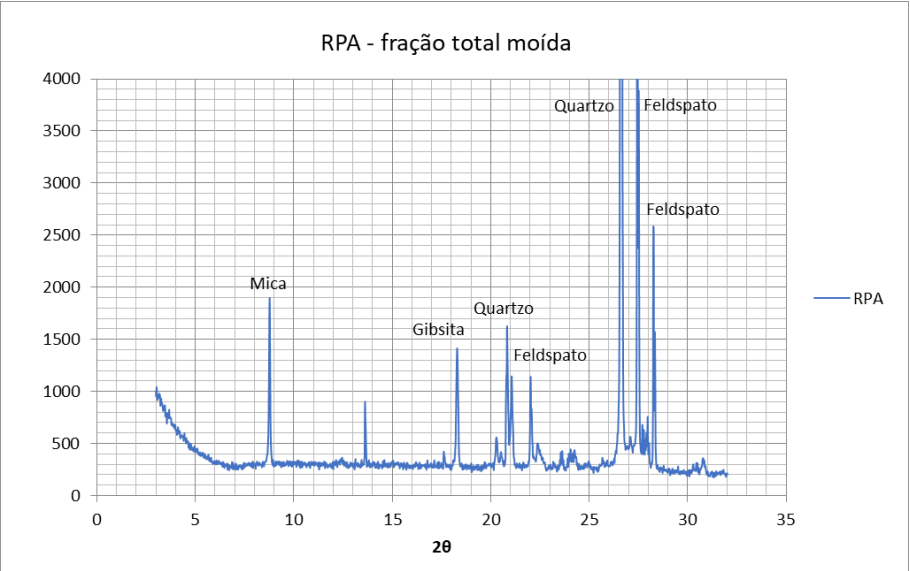
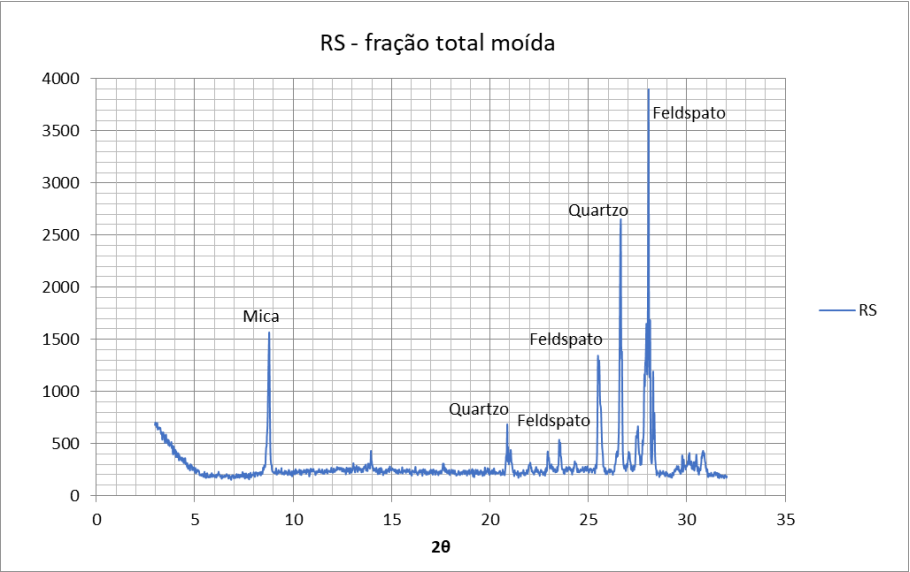
Anexos

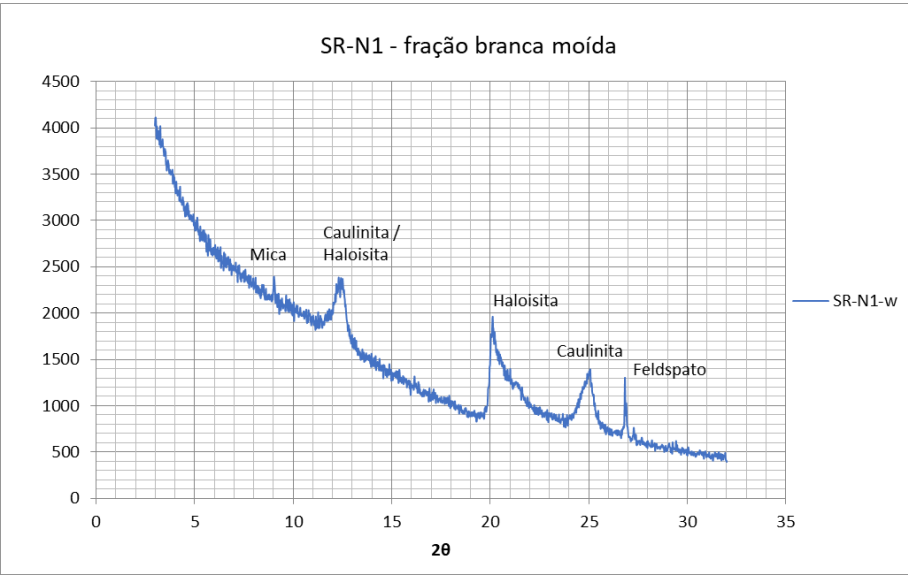
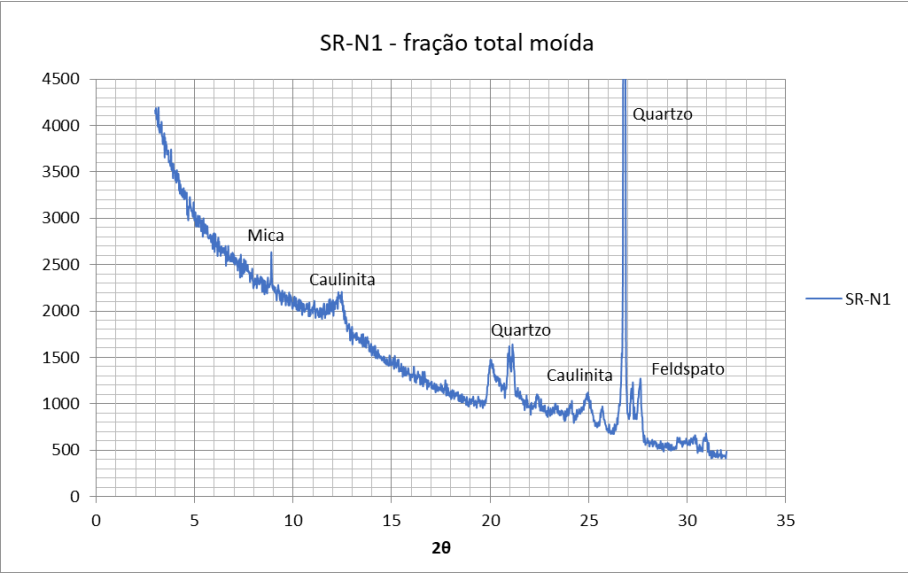
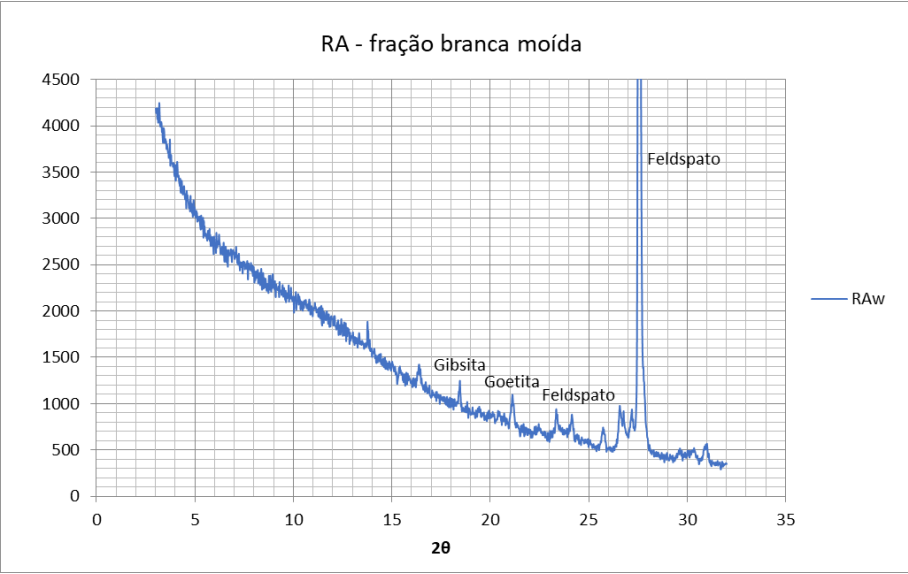
Anexo 1 – Resultados Difração Raios-X

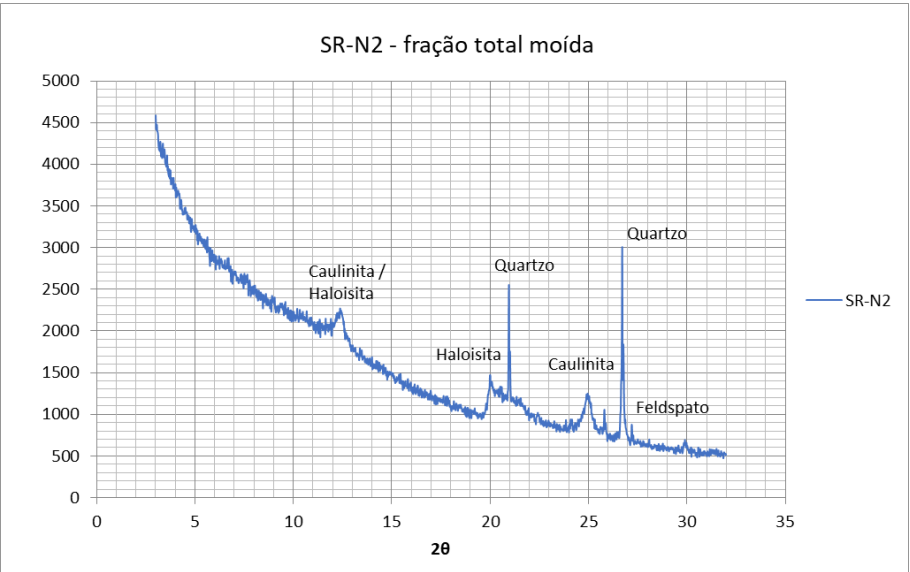
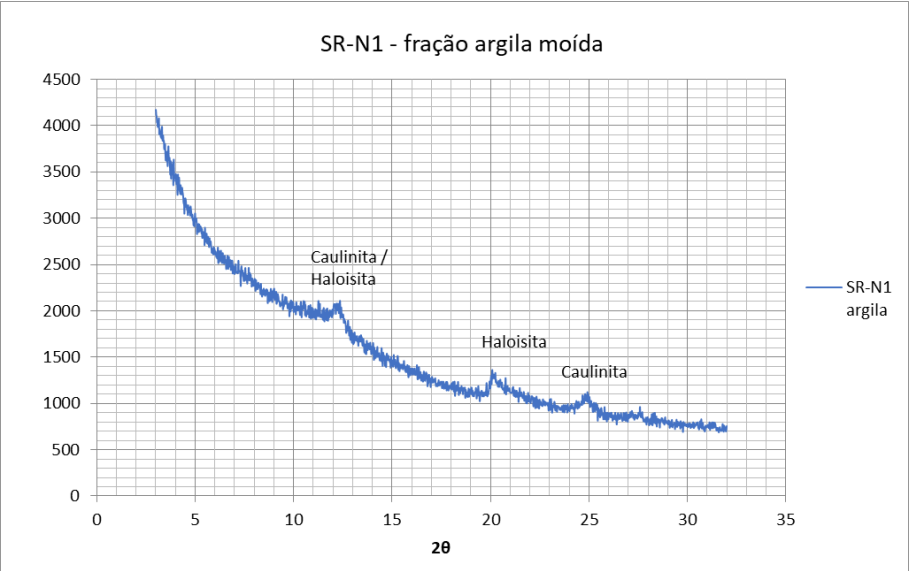
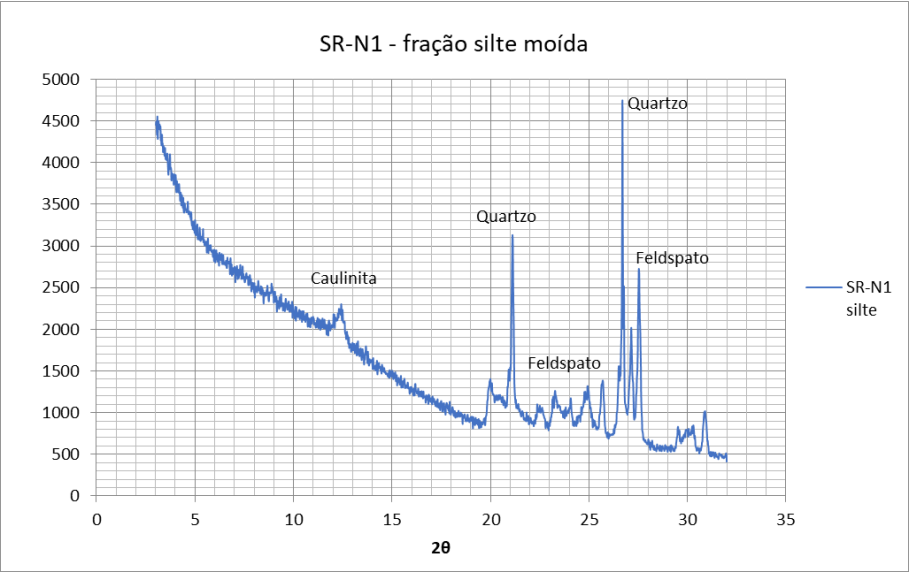


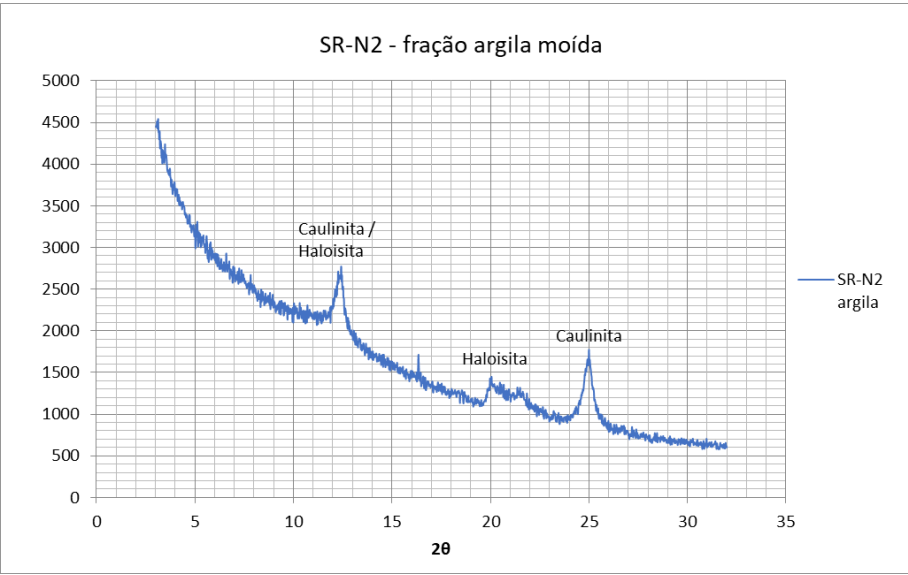
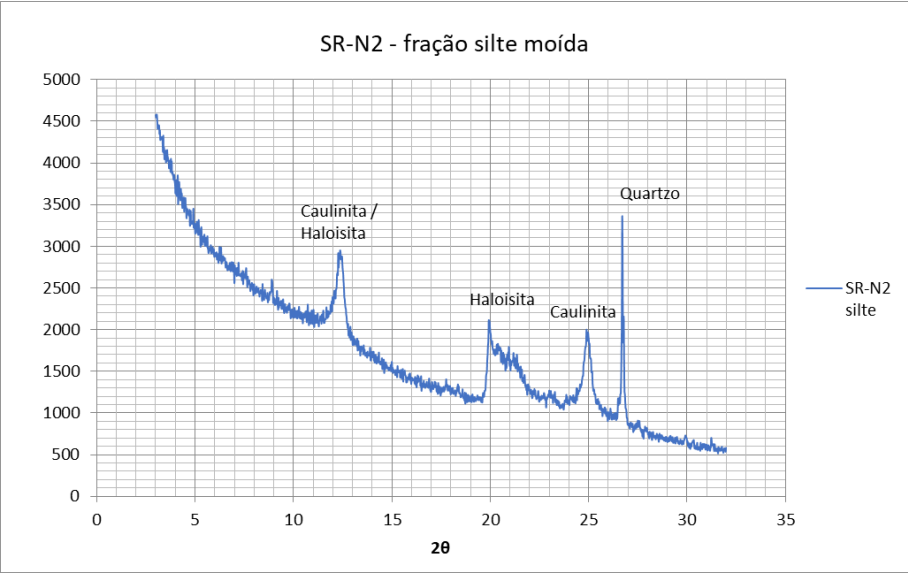
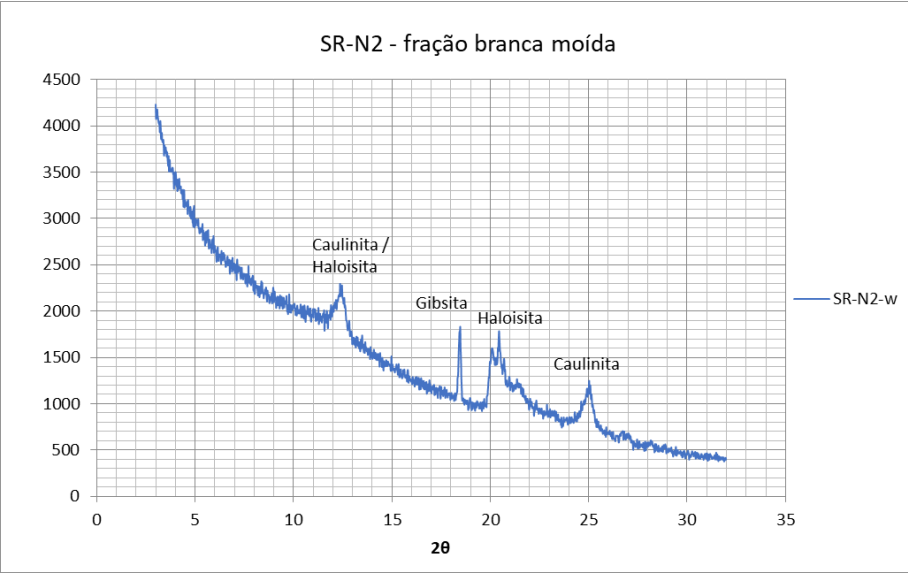


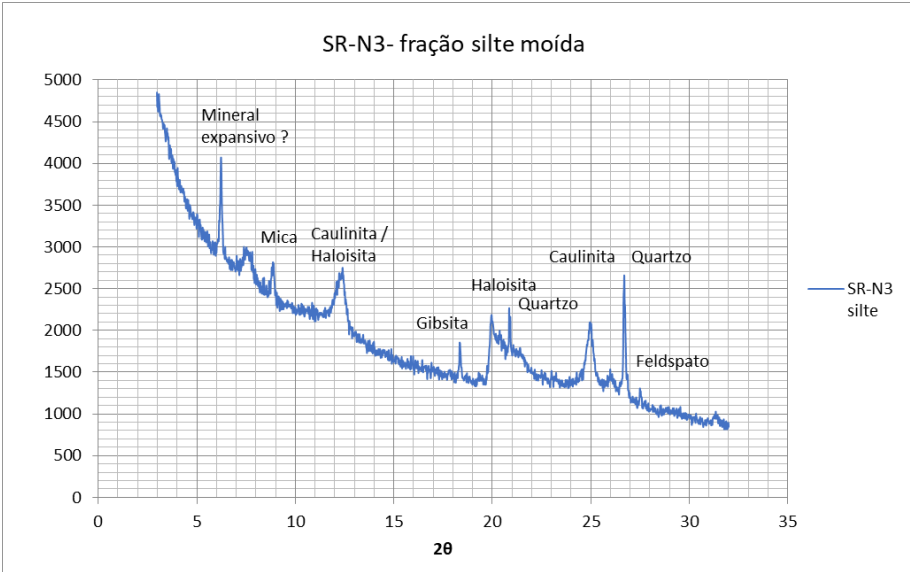
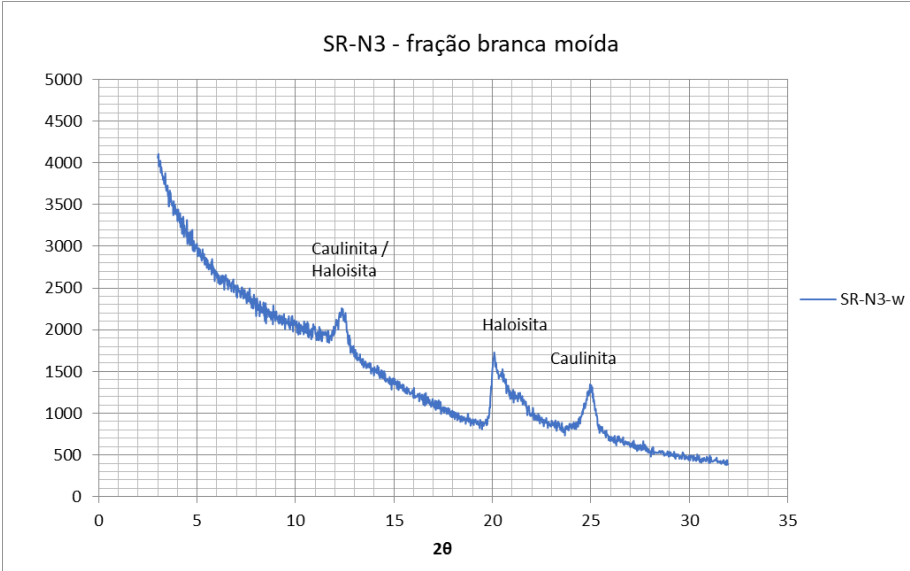
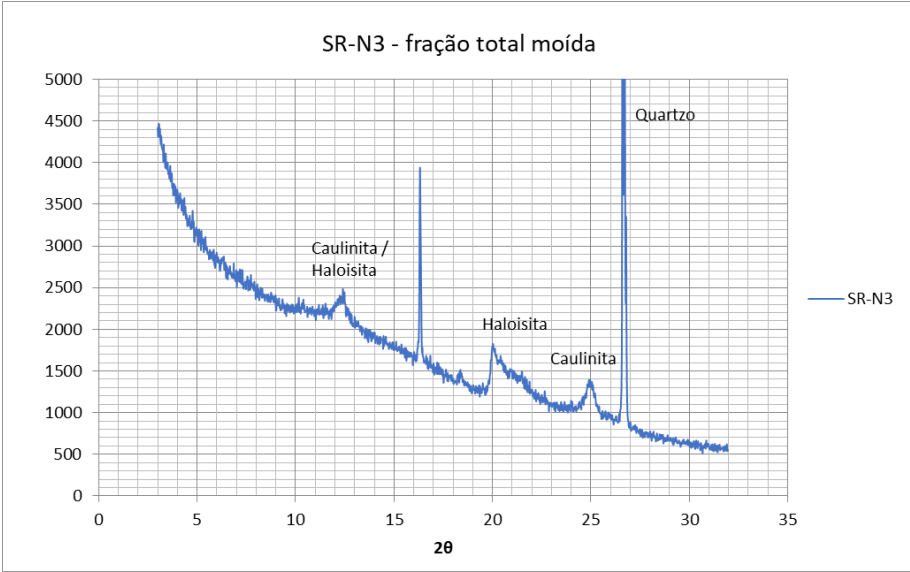


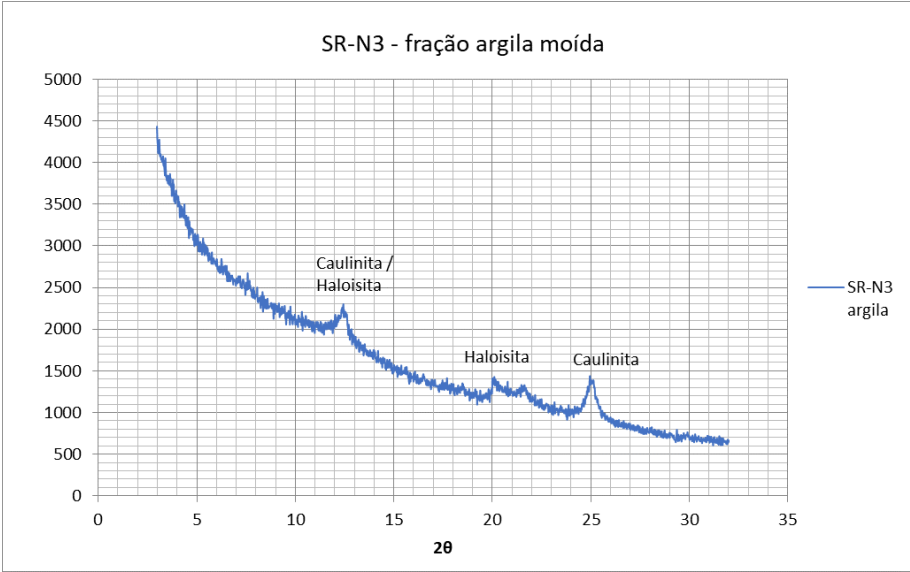












Anexo 2 – Calibração

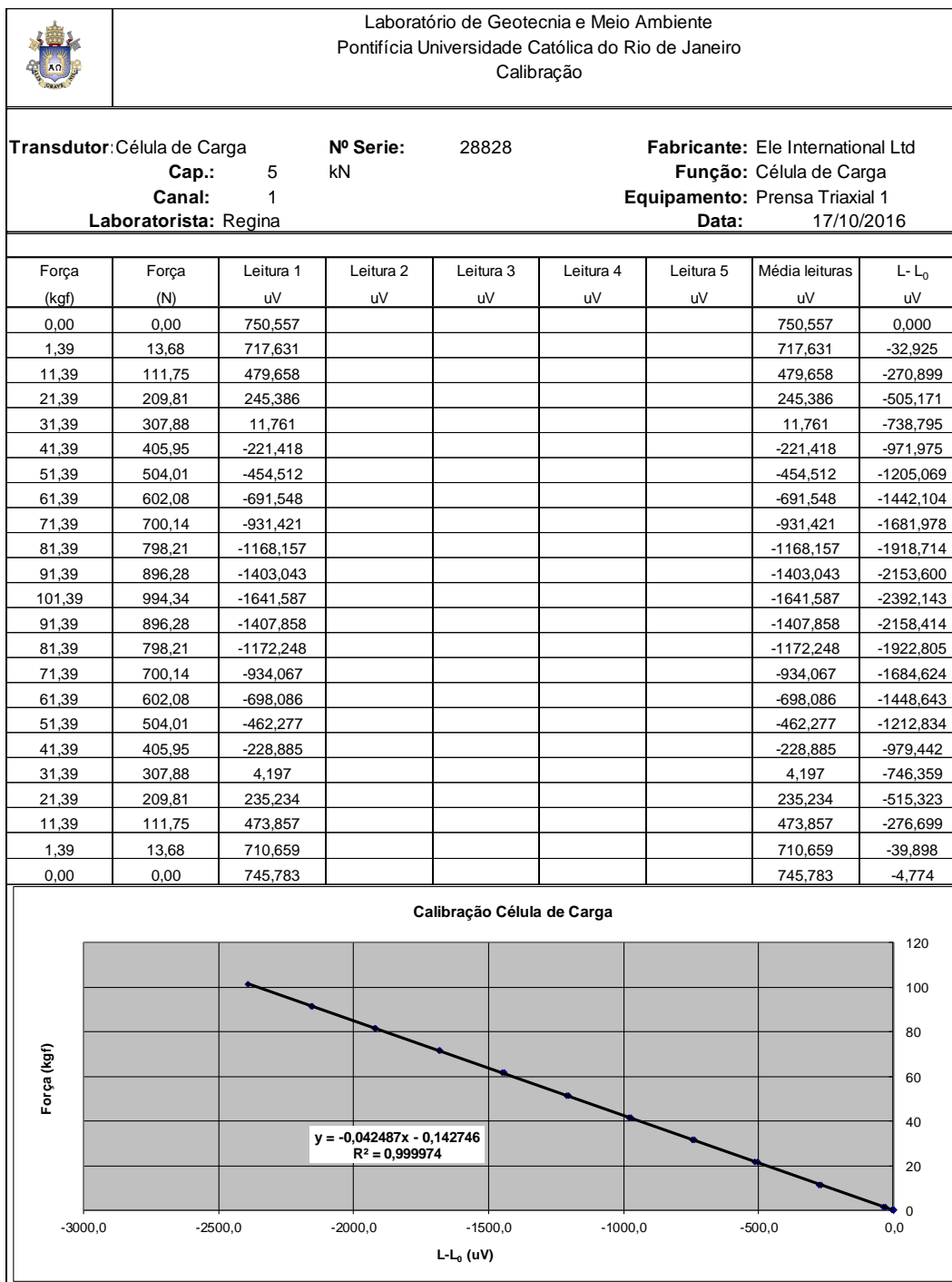
Previamente a execução dos ensaios, na prensa triaxial servo-controlada do tipo Bishop-Wesley, foi realizada a calibração dos instrumentos de medição utilizados, sendo estes: célula de carga, transdutores de pressão, transdutor de deslocamento externo do tipo LSCDT e medidor de variação de volume (MVV).

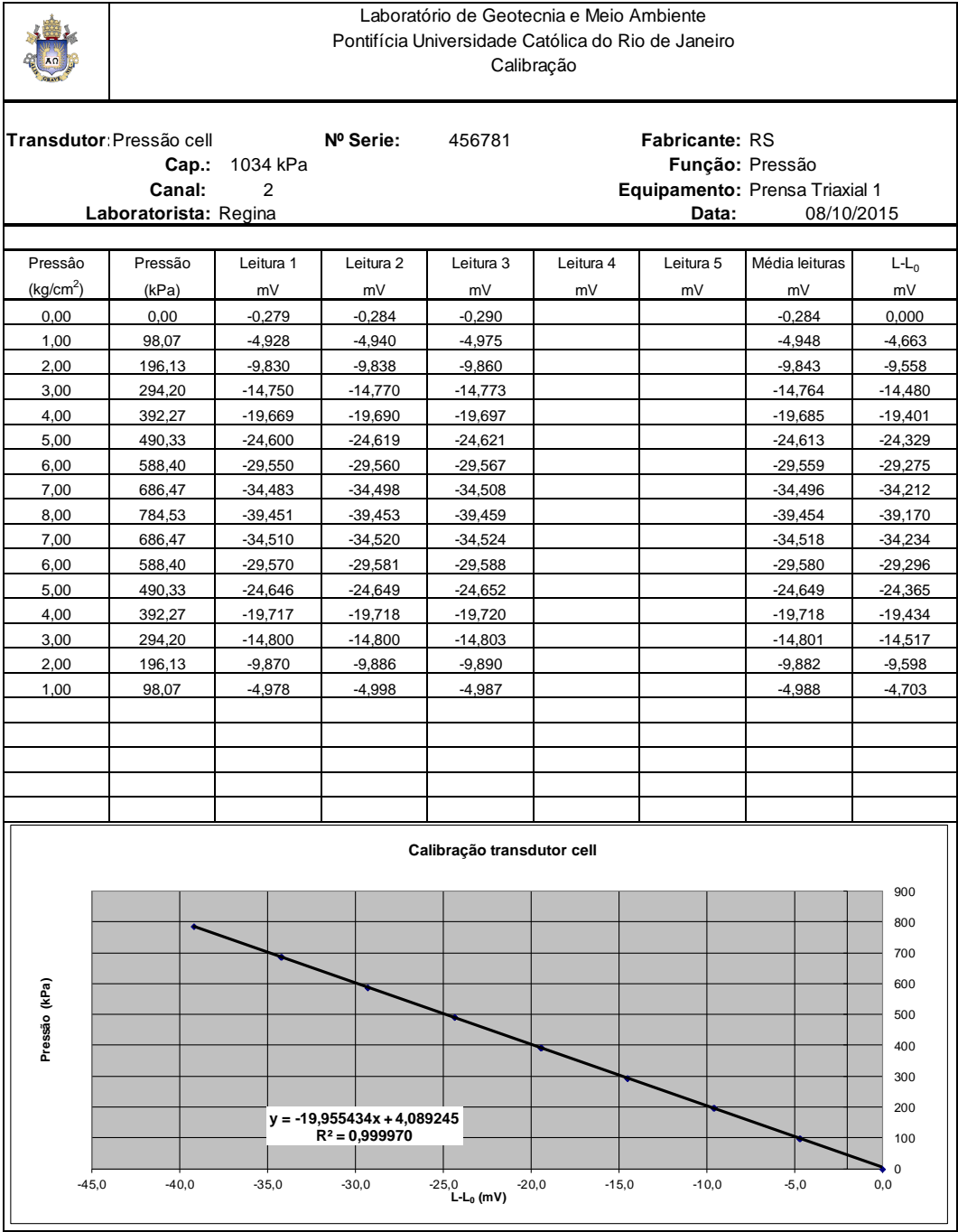
A célula de carga foi calibrada utilizando-se pesos conhecidos, com o auxílio de um pendural de carga. A medida que os pesos iam sendo colocados no pendural, as leituras correspondentes iam sendo feitas, automaticamente, no *software* de controle (TRIAX).

Os transdutores de pressão foram calibrados utilizando-se o equipamento Budenberg, onde pressões conhecidas foram aplicadas, por meio de pesos, e suas leituras registradas no *software* de controle.

O transdutor de deslocamento externo, do tipo LSCDT, foi calibrado com um micrômetro de precisão, onde deslocamentos de 1,27 mm foram impostos e suas leituras registradas no *software* de controle.

O medidor de variação de volume foi calibrado por meio de uma bureta graduada com precisão de 0,01 cm³. A medida que volumes conhecidos de água saíam do medidor, suas respectivas leituras iam sendo feitas no *software* de controle.

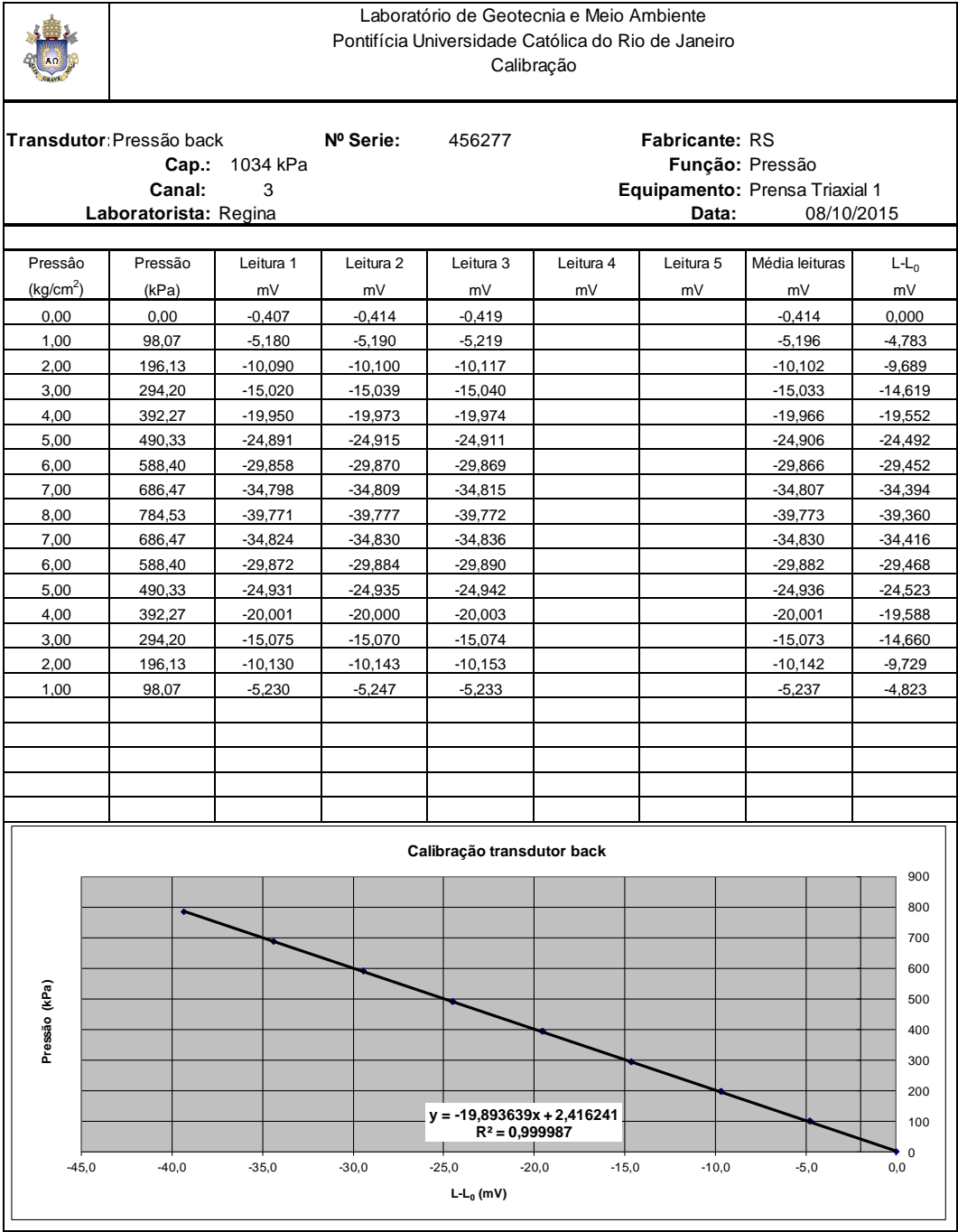


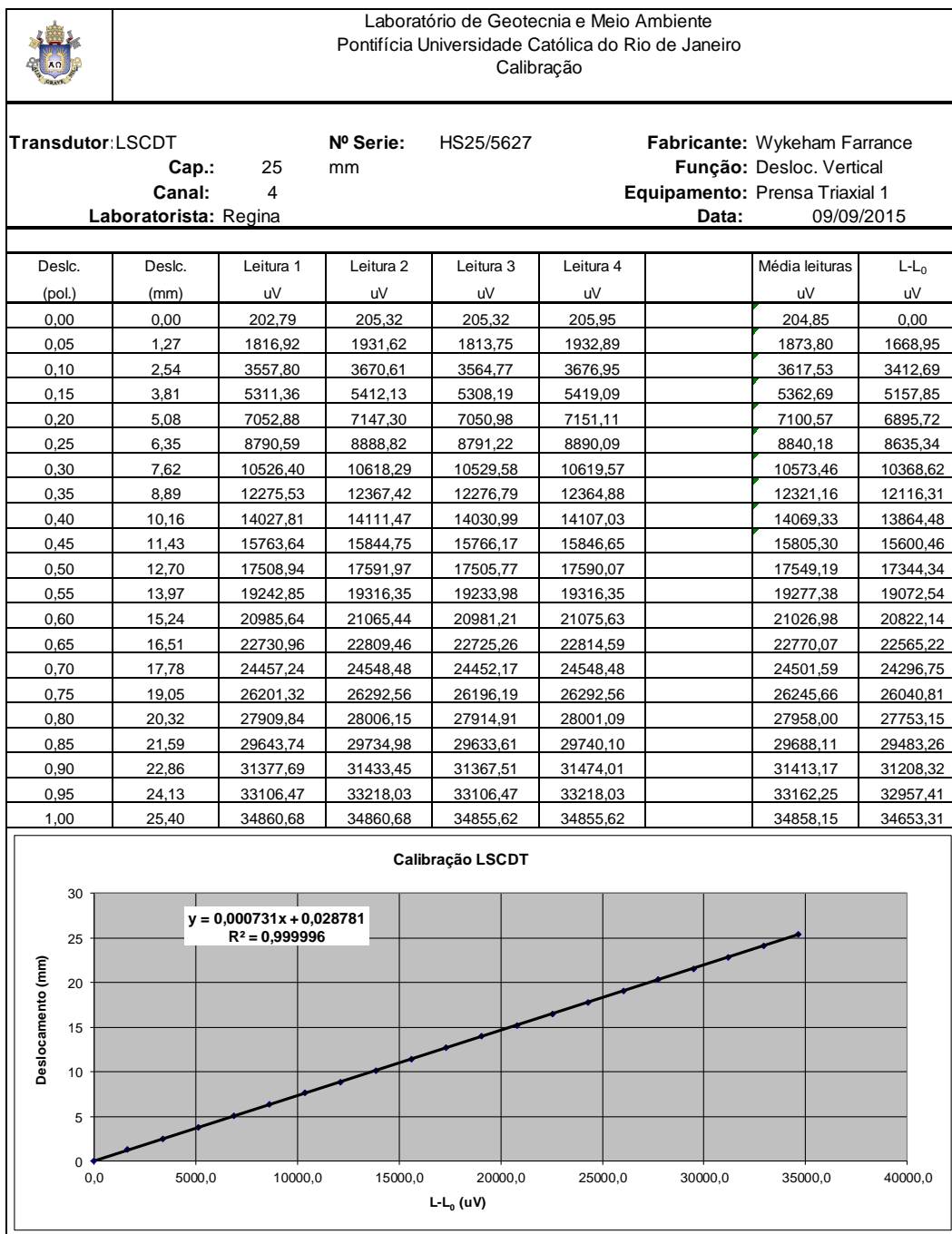


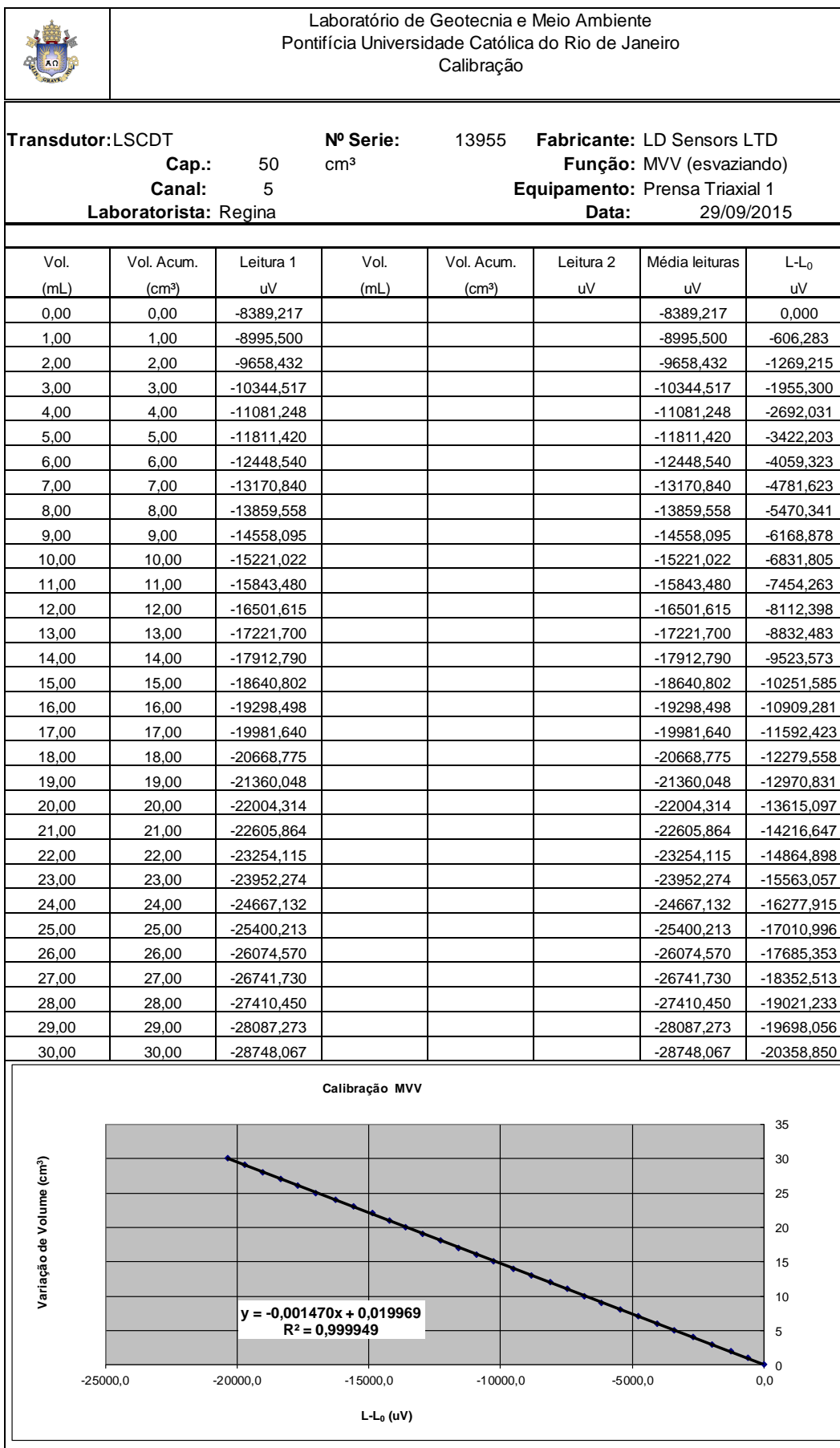
Calibração transdutor cell



$y = -19,955434x + 4,089245$
 $R^2 = 0,999970$

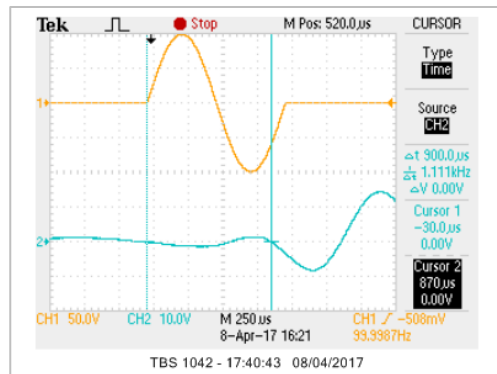




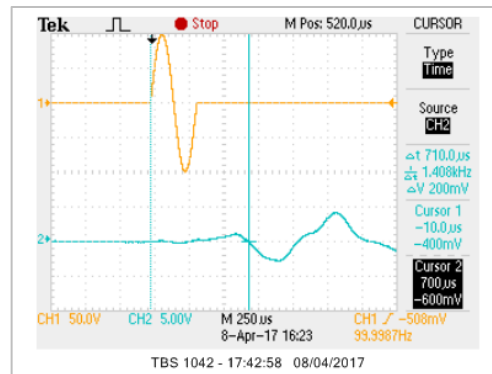


Anexo 3 – Leituras de ondas - *bender elements*

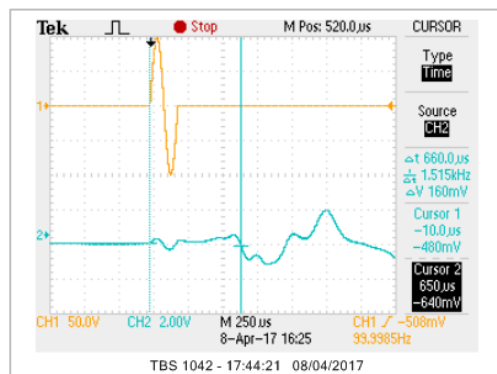
SR-N1



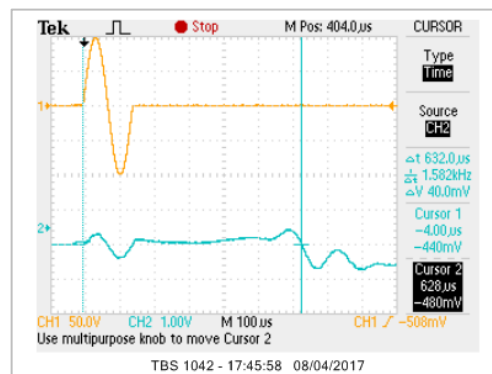
SR-N1 – CID 250 inicio 1 khz



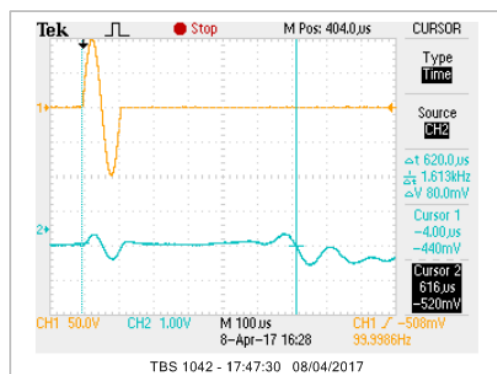
SR-N1 – CID 250 inicio 3 khz



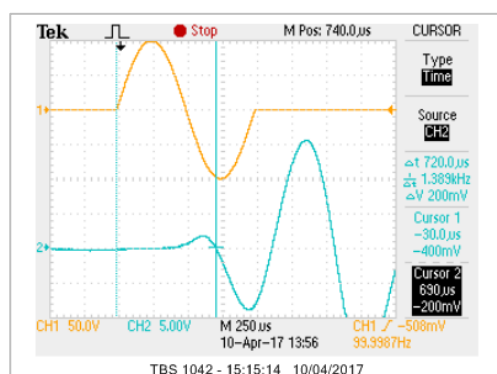
SR-N1 – CID 250 inicio 5 khz



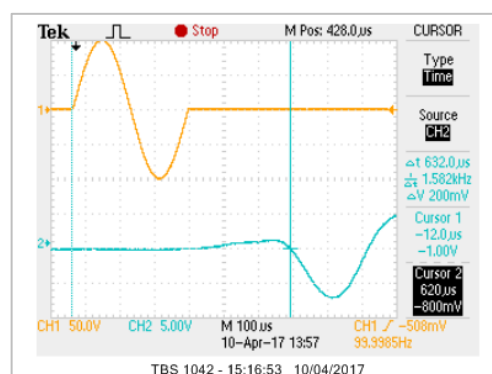
SR-N1 – CID 250 inicio 7 khz



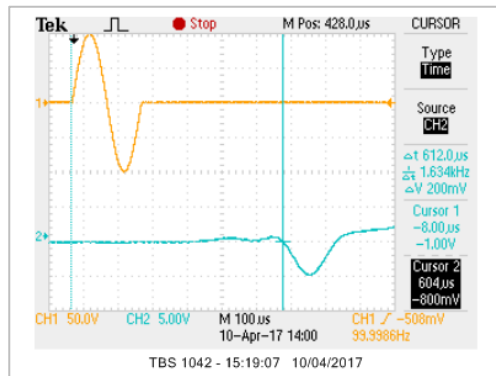
SR-N1 – CID 250 inicio 9 khz



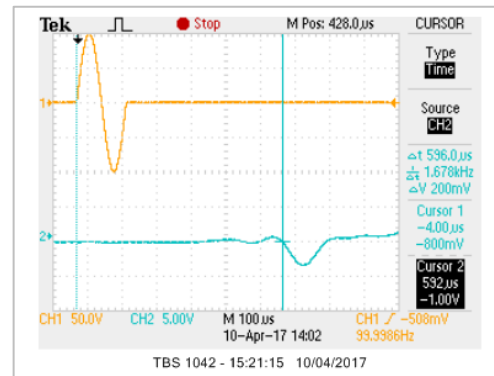
SR-N1 – CID 250 sat 550 conf 1 khz



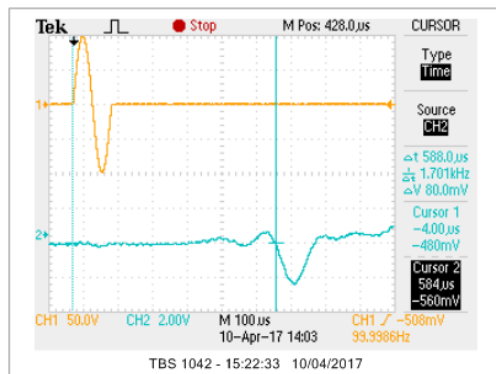
SR-N1 – CID 250 sat 550 conf 3 khz



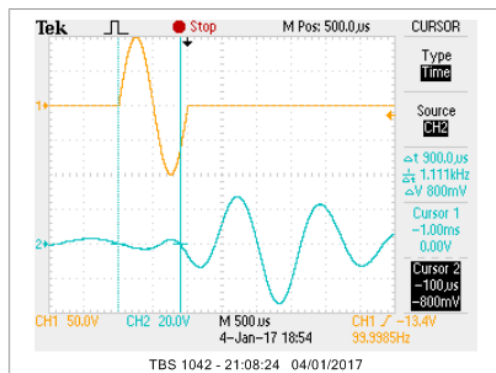
SR-N1 – CID 250 sat 550 conf 5 khz



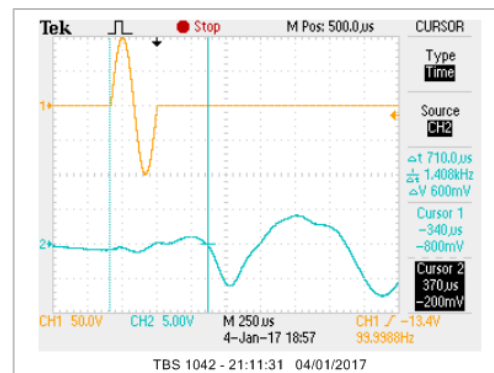
SR-N1 – CID 250 sat 550 conf 7 khz



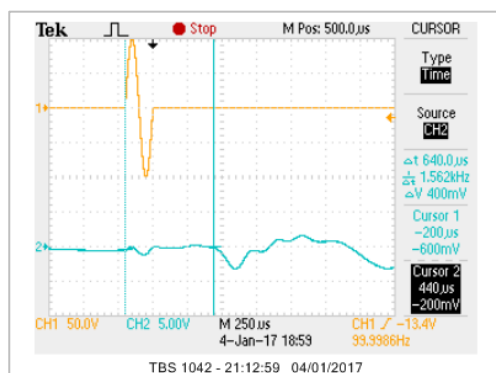
SR-N1 – CID 250 sat 550 conf 9 khz



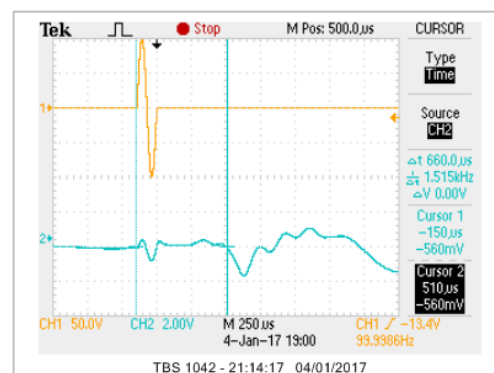
SR-N1 – CKD 0,5 início 1 khz



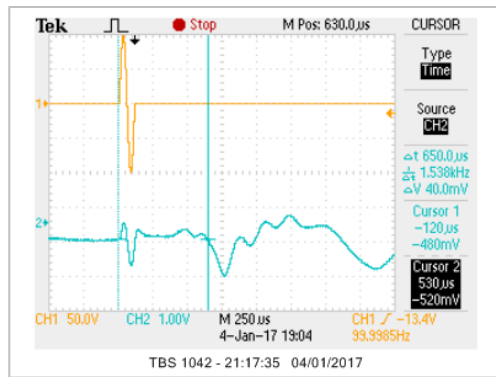
SR-N1 – CKD 0,5 início 3 khz



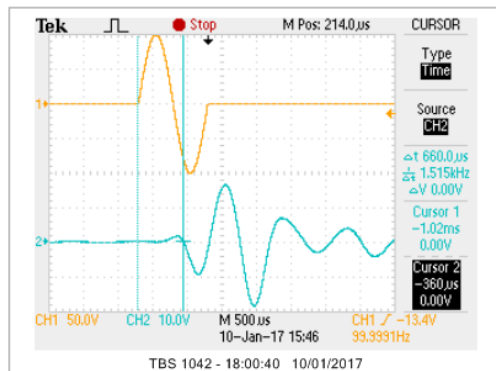
SR-N1 – CKD 0,5 início 5 khz



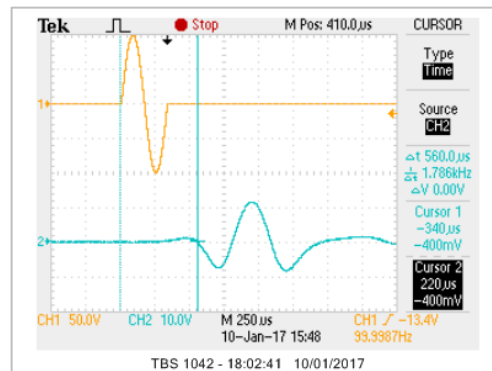
SR-N1 – CKD 0,5 início 7 khz



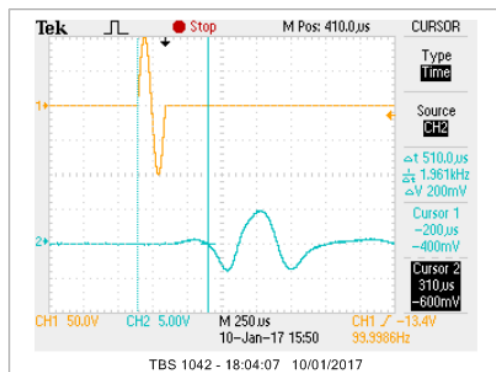
SR-N1 – CKD 0,5 início 9 khz



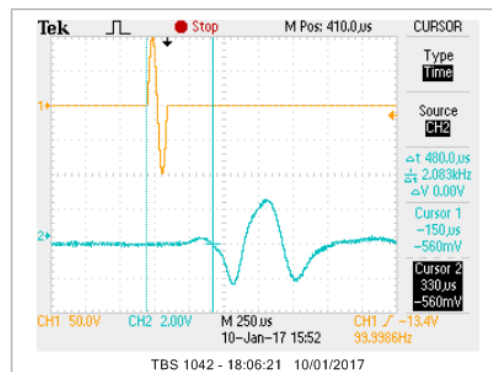
SR-N1 – CKD 0,5 sat 600 conf 1 khz



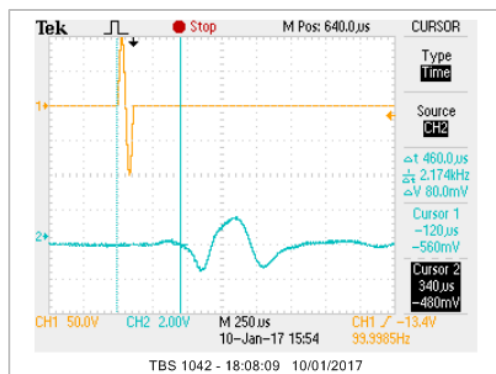
SR-N1 – CKD 0,5 sat 600 conf 3 khz



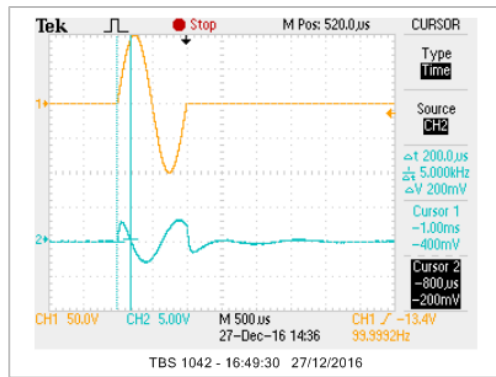
SR-N1 – CKD 0,5 sat 600 conf 5 khz



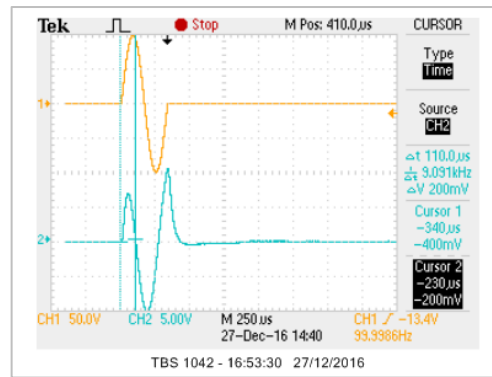
SR-N1 – CKD 0,5 sat 600 conf 7 khz



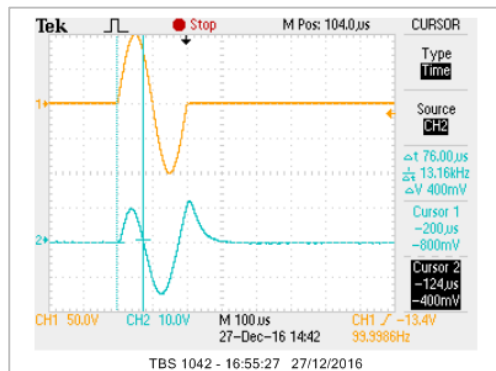
SR-N1 – CKD 0,5 sat 600 conf 9 khz



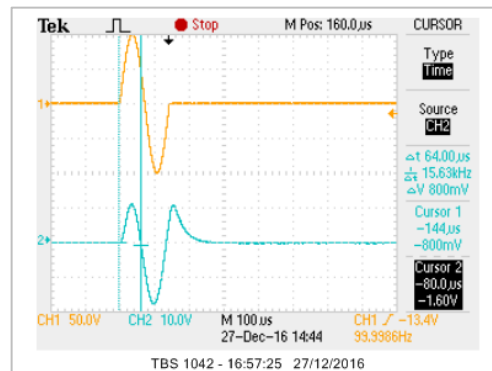
SR-N1 – CKD 0,7 início 1 khz



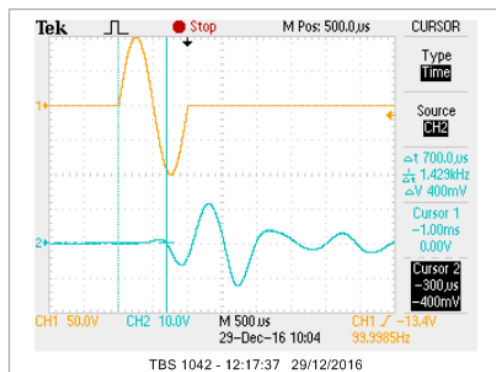
SR-N1 – CKD 0,7 início 3 khz



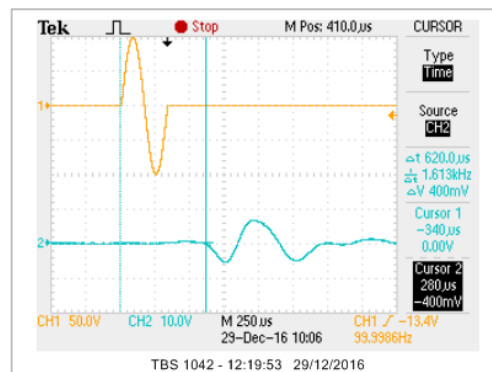
SR-N1 – CKD 0,7 início 5 khz



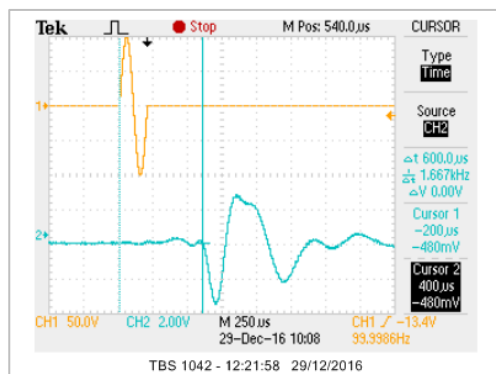
SR-N1 – CKD 0,7 início 7 khz



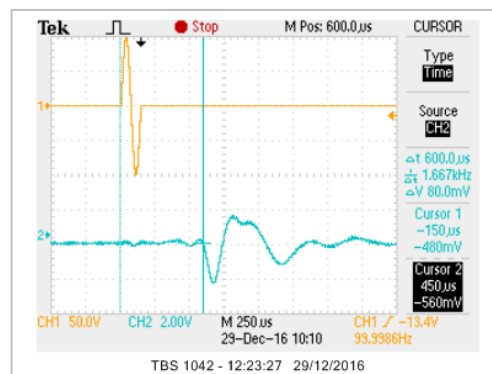
SR-N1 – CKD 0,7 sat 550 conf 1 khz



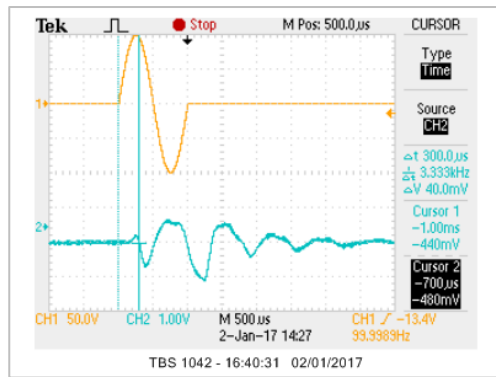
SR-N1 – CKD 0,7 sat 550 conf 3 khz



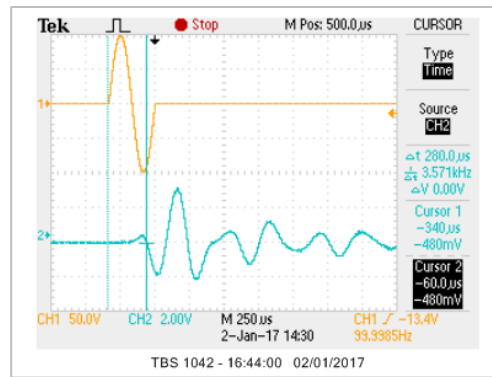
SR-N1 – CKD 0,7 sat 550 conf 5 khz



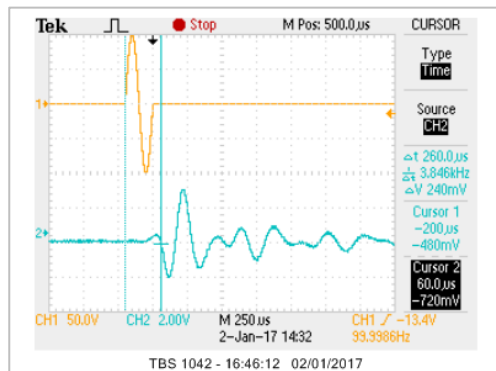
SR-N1 – CKD 0,7 sat 550 conf 7 khz



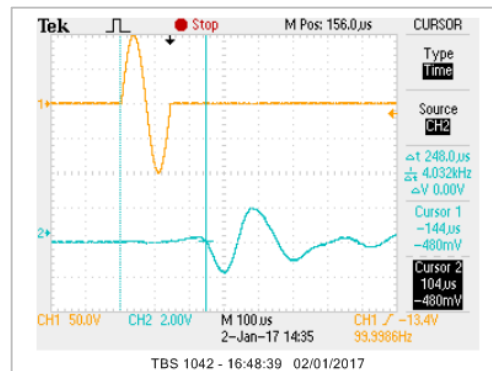
SR-N1 – CKD 0,7 cisl 1 khz



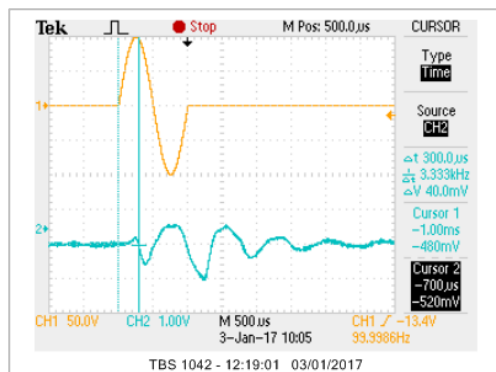
SR-N1 – CKD 0,7 cisl 3 khz



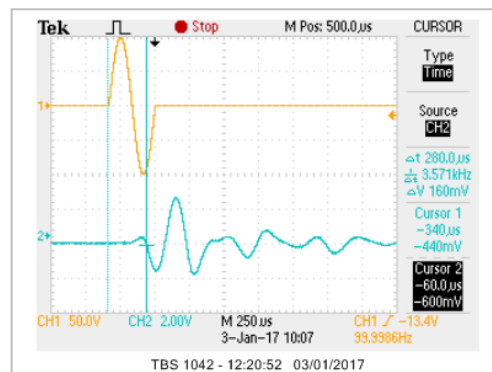
SR-N1 – CKD 0,7 cisl 5 khz



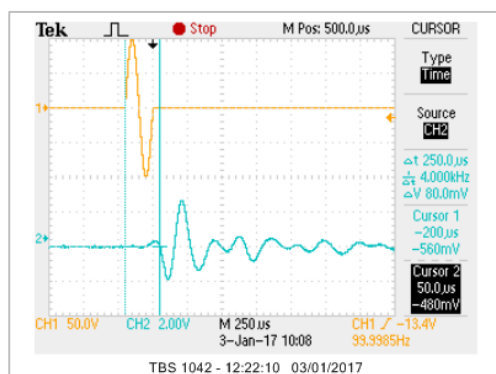
SR-N1 – CKD 0,7 cisl 7 khz



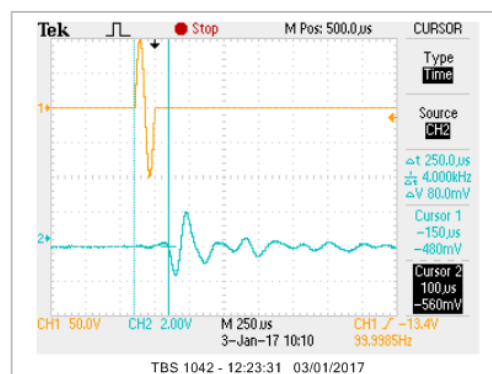
SR-N1 – CKD 0,7 cisl2a 1 khz



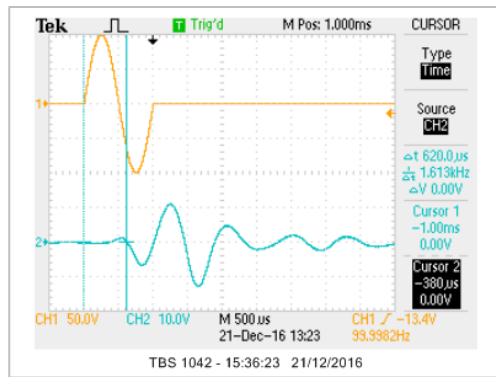
SR-N1 – CKD 0,7 cisl2a 3 khz



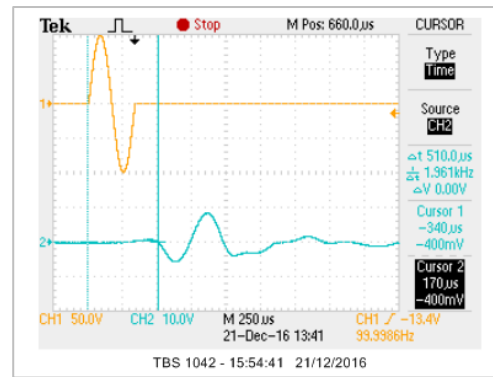
SR-N1 – CKD 0,7 cisl2a 5 khz



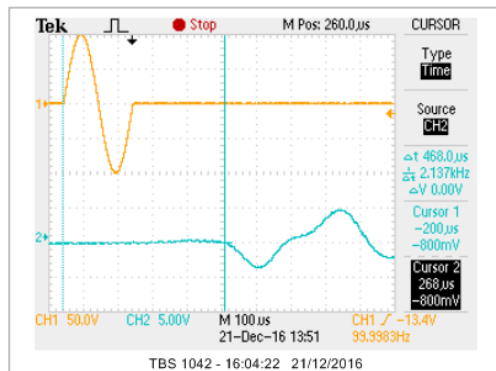
SR-N1 – CKD 0,7 cisl2a 7 khz



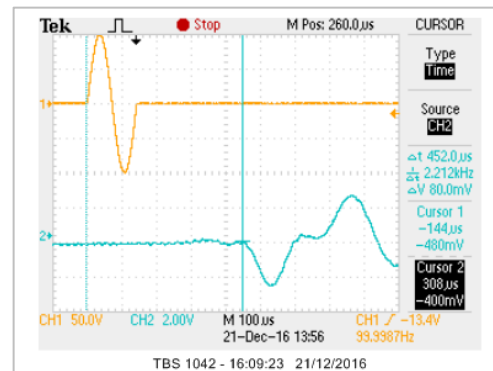
SR-N1 – CKD 0,9 sat 550 conf 1 khz



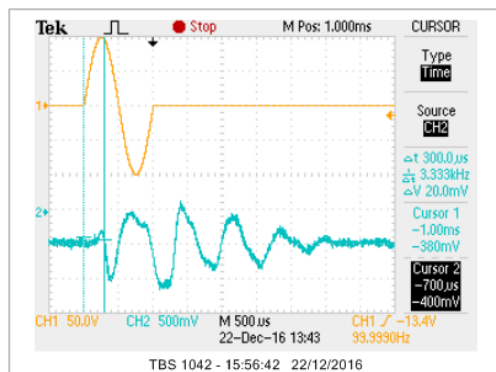
SR-N1 – CKD 0,9 sat 550 conf 3 khz



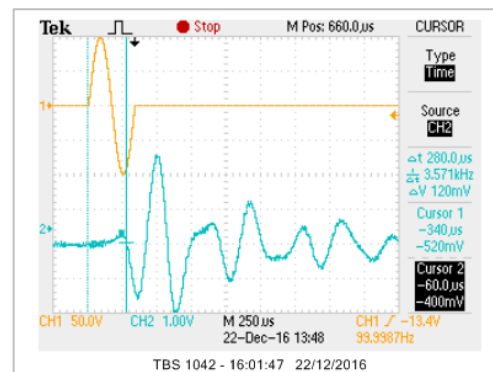
SR-N1 – CKD 0,9 sat 550 conf 5 khz



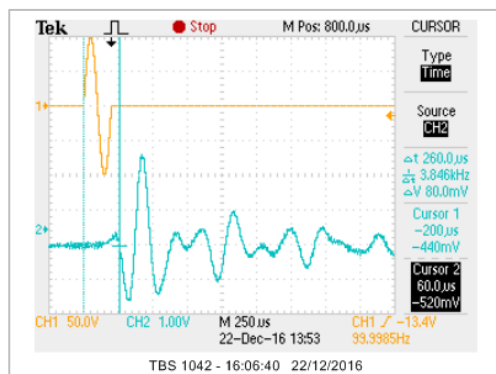
SR-N1 – CKD 0,9 sat 550 conf 7 khz



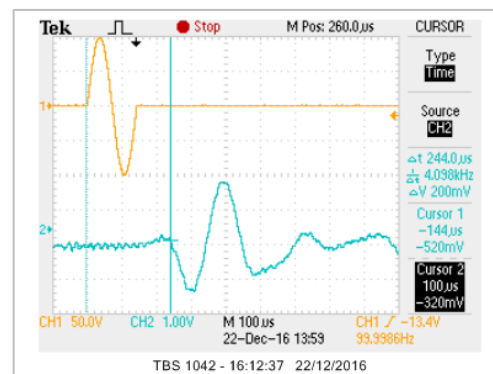
SR-N1 – CKD 0,9 descar2a 1 khz



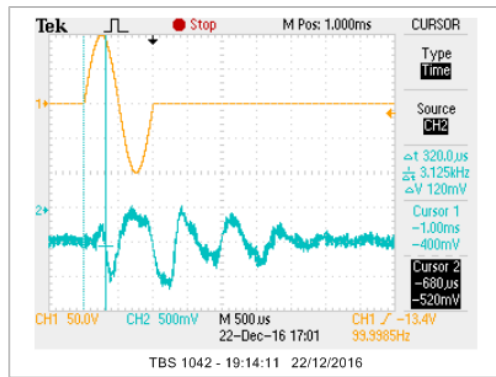
SR-N1 – CKD 0,9 descar2a 3 khz



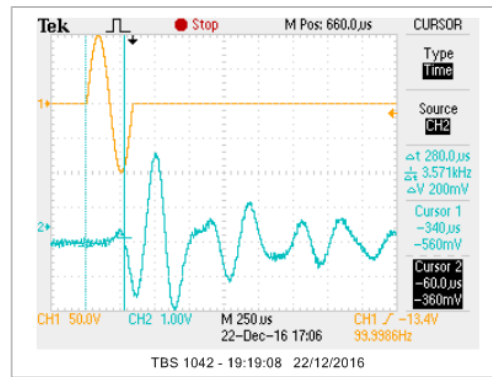
SR-N1 – CKD 0,9 descar2a 5 khz



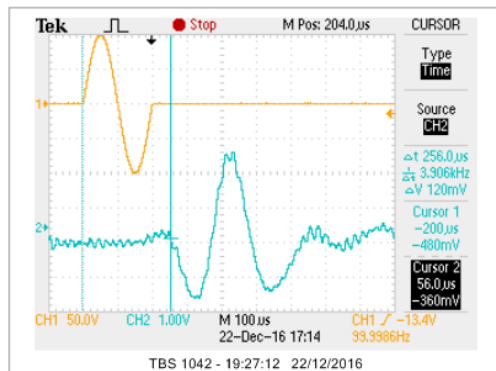
SR-N1 – CKD 0,9 descar2a 7 khz



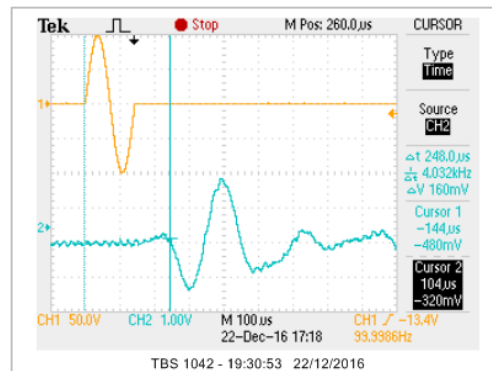
SR-N1 – CKD 0,9 descar3a 1 khz



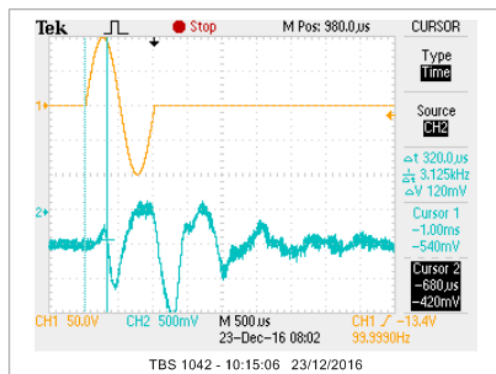
SR-N1 – CKD 0,9 descar3a 3 khz



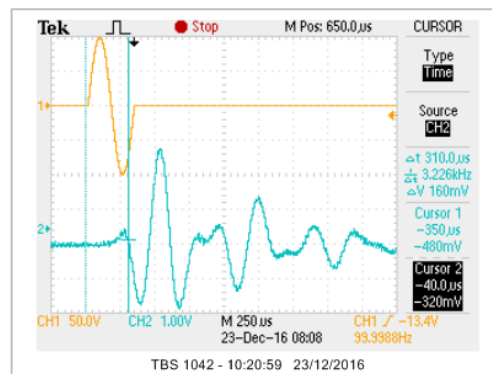
SR-N1 – CKD 0,9 descar3a 5khz



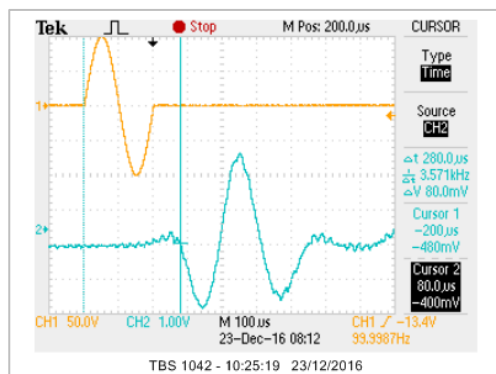
SR-N1 – CKD 0,9 descar3a 7 khz



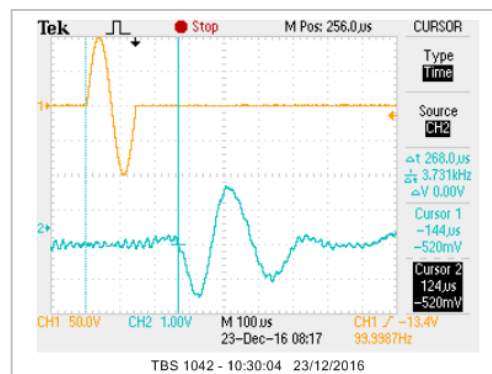
SR-N1 – CKD 0,9 descar4a 1 khz



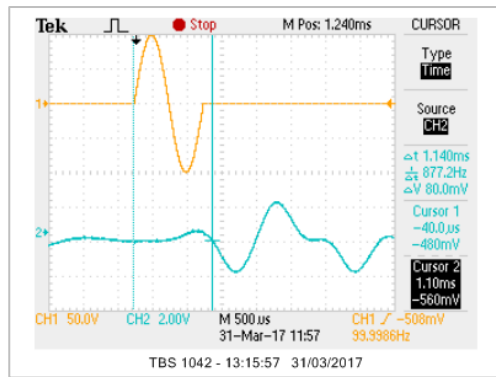
SR-N1 – CKD 0,9 descar4a 3 khz



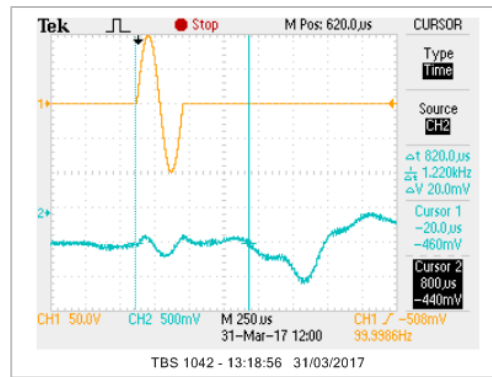
SR-N1 – CKD 0,9 descar4a 5 khz



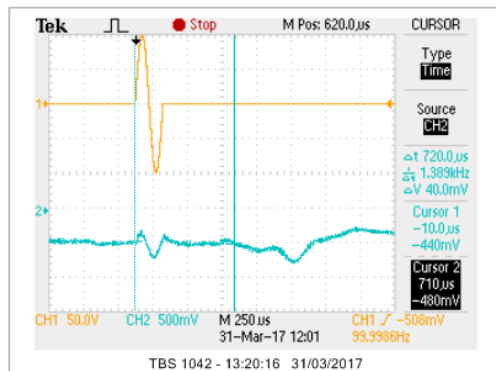
SR-N1 – CKD 0,9 descar4a 7 khz



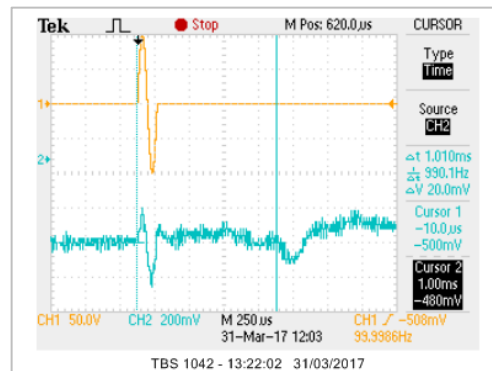
SR-N1 – isot início 1 khz



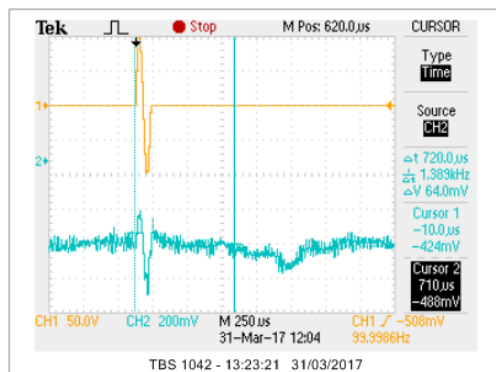
SR-N1 – isot início 3 khz



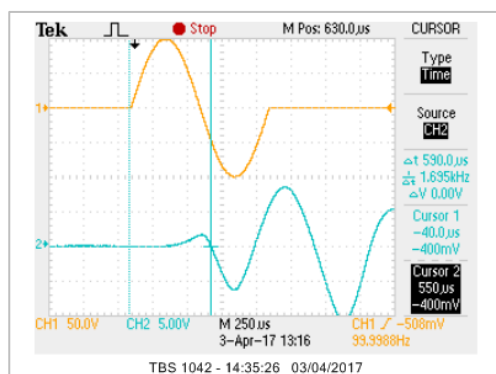
SR-N1 – isot início 5 khz



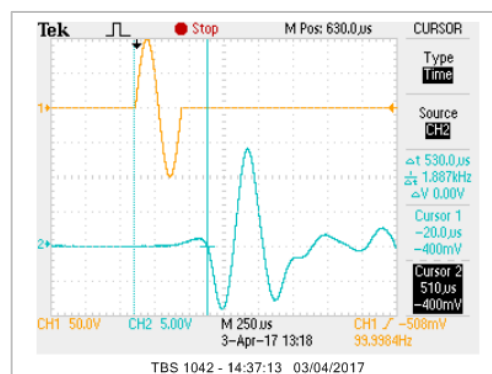
SR-N1 – isot início 7 khz



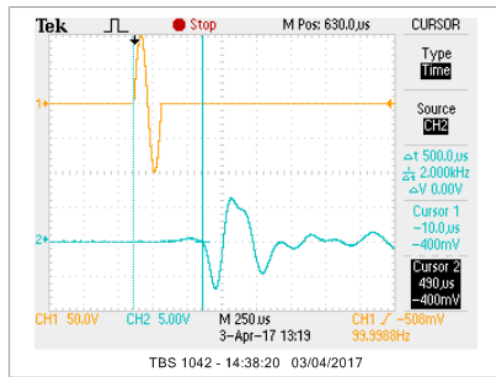
SR-N1 – isot início 9 khz



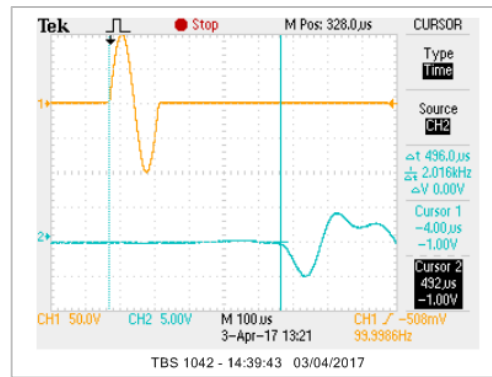
SR-N1 – isot sat 550 conf 1 khz



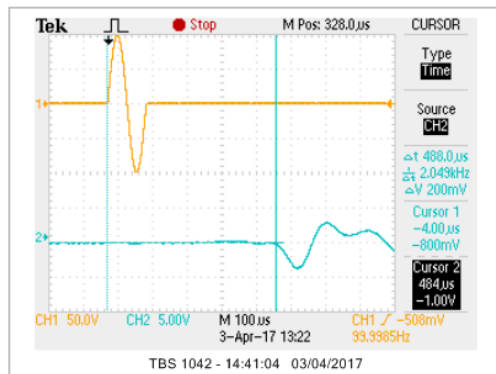
SR-N1 – isot sat 550 conf 3 khz



SR-N1 – isot sat 550 conf 5 khz

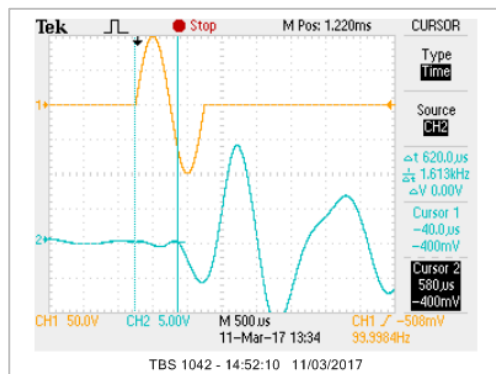


SR-N1 – isot sat 550 conf 7 khz

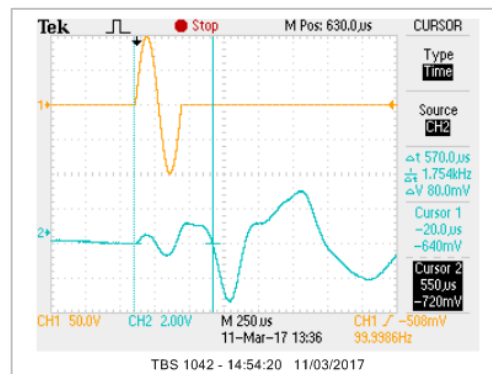


SR-N1 – isot sat 550 conf 9 khz

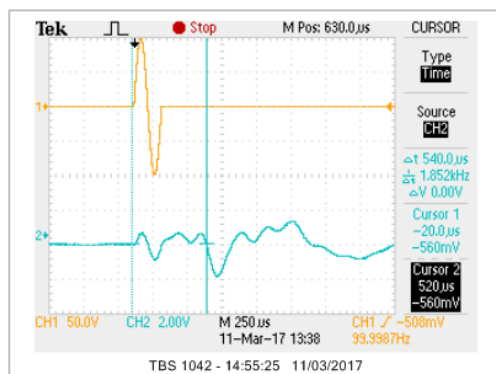
SR-N2



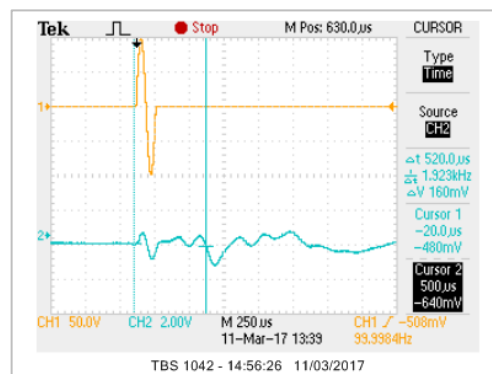
SR-N2 – CKD0.5 início 1 khz



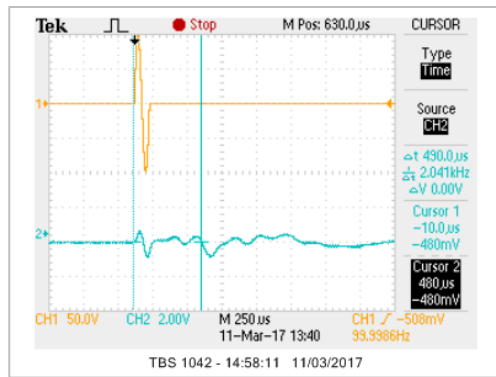
SR-N2 – CKD0.5 início 3 khz



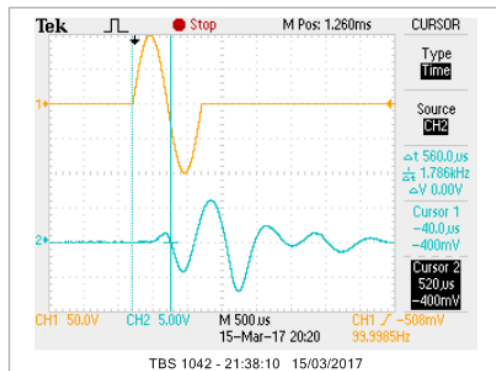
SR-N2 – CKD0.5 início 5 khz



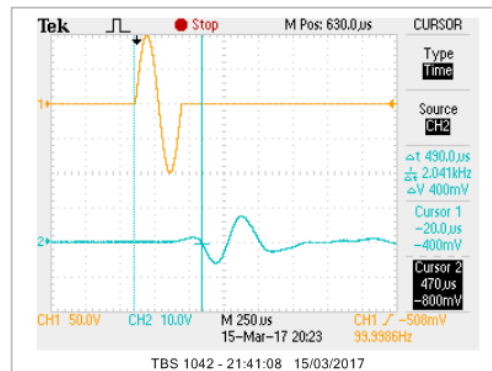
SR-N2 – CKD0.5 início 7 khz



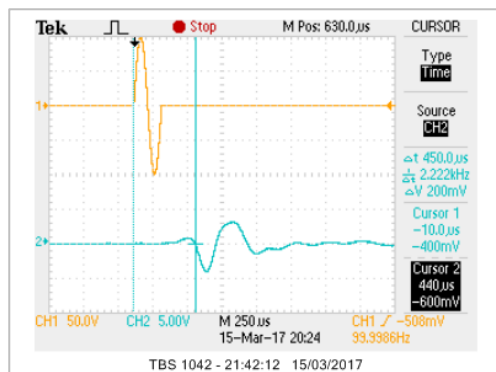
SR-N2 – CKD0.5 início 9 khz



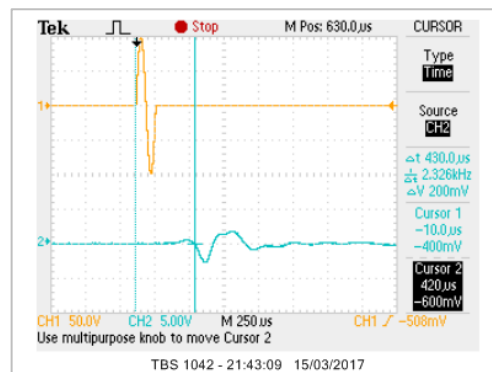
SR-N2 – CKD0.5 sat 800 conf 1 khz



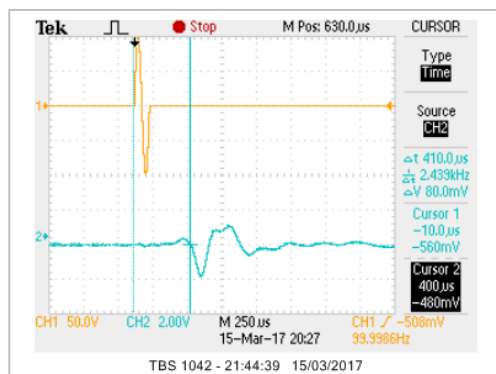
SR-N2 – CKD0.5 sat 800 conf 3 khz



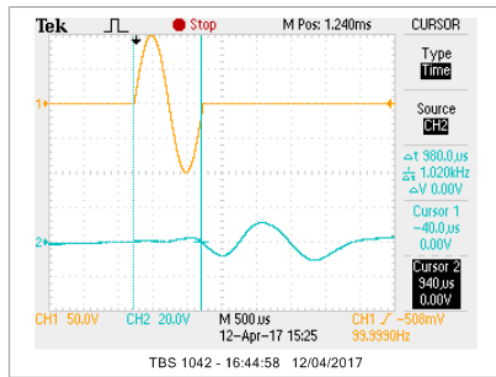
SR-N2 – CKD0.5 sat 800 conf 5 khz



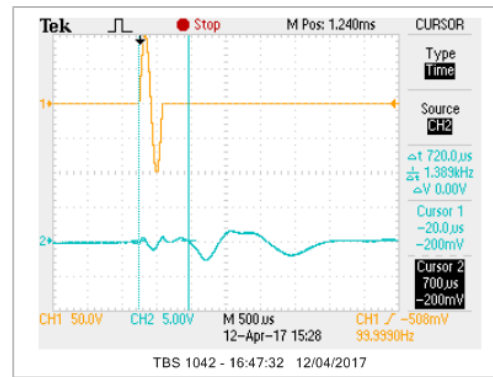
SR-N2 – CKD0.5 sat 800 conf 7 khz



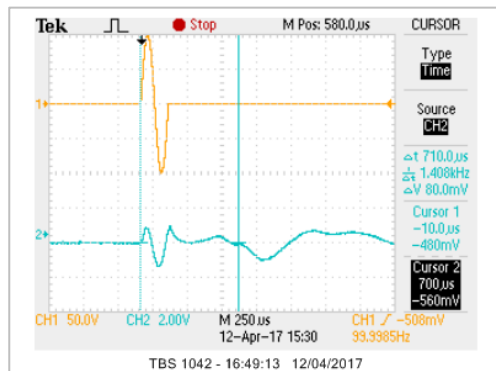
SR-N2 – CKD0.5 sat 800 conf 9 khz



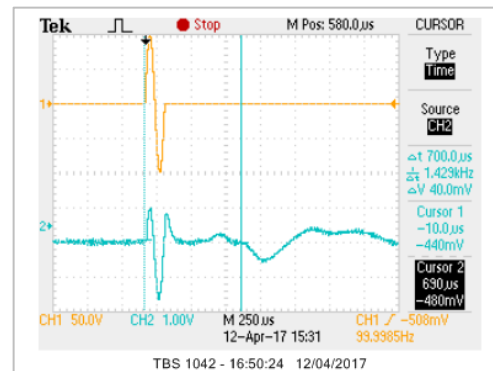
SR-N2 – CKD0.5re início 1 khz



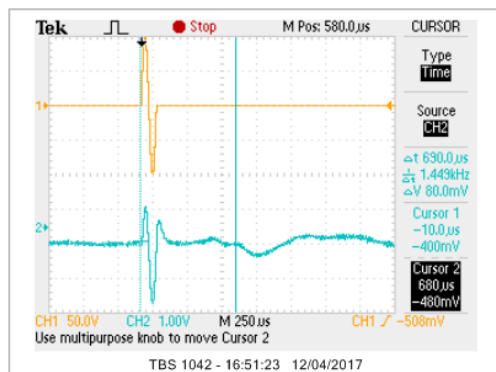
SR-N2 – CKD0.5re início 3 khz



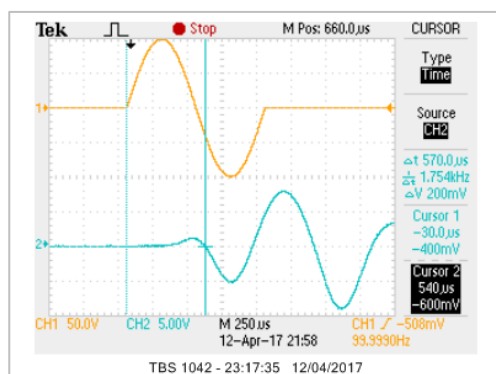
SR-N2 – CKD0.5re início 5 khz



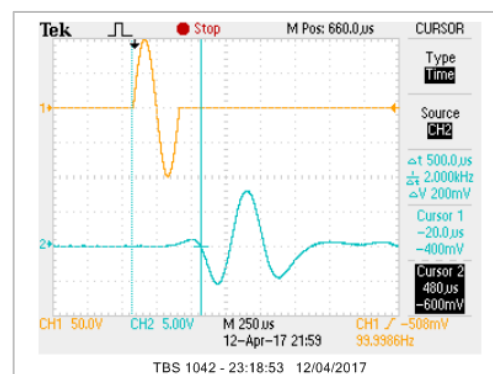
SR-N2 – CKD0.5re início 7 khz



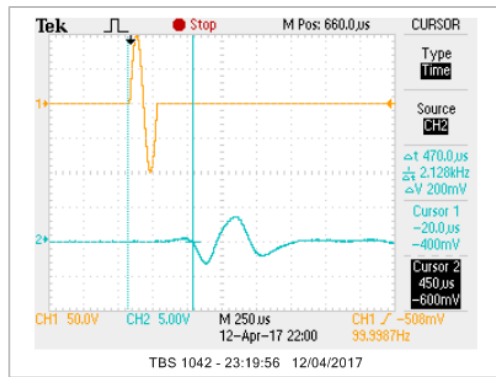
SR-N2 – CKD0.5re início 9 khz



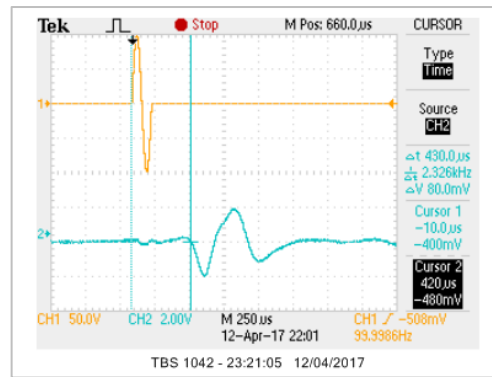
SR-N2 – CKD0.5re sat 600 conf 1 khz



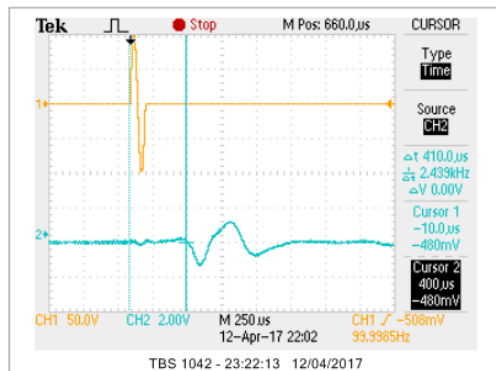
SR-N2 – CKD0.5re sat 600 conf 3 khz



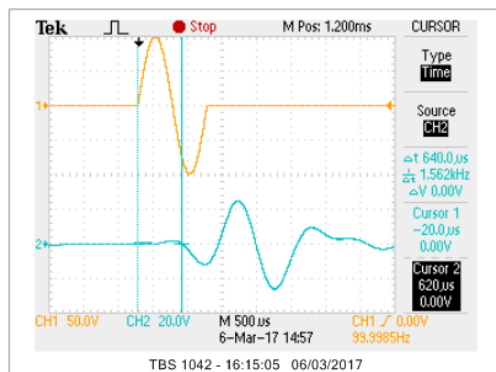
SR-N2 – CKD0.5re sat 600 conf 5 khz



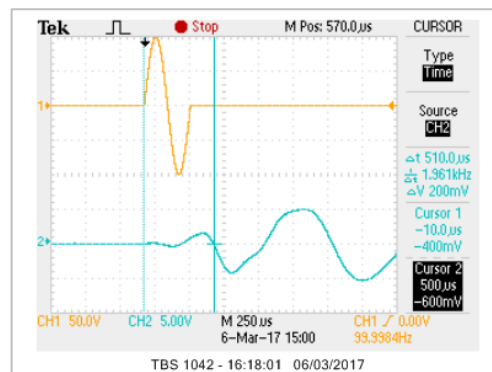
SR-N2 – CKD0.5re sat 600 conf 7 khz



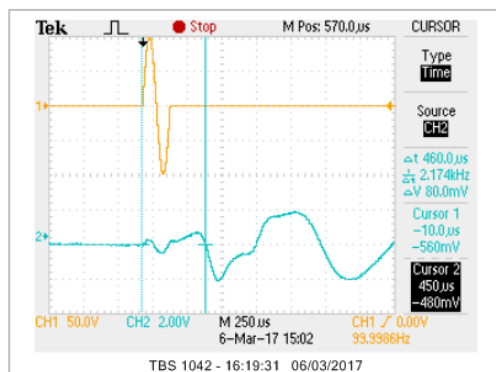
SR-N2 – CKD0.5re sat 600 conf 9 khz



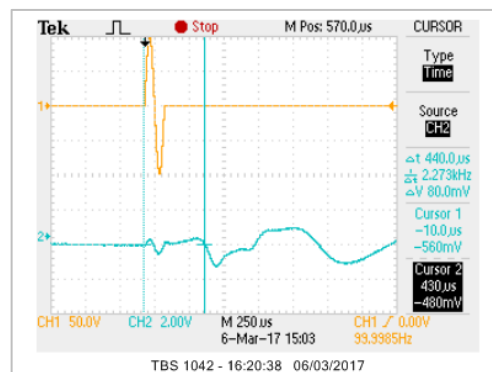
SR-N2 – CKD0.7 início 1 khz



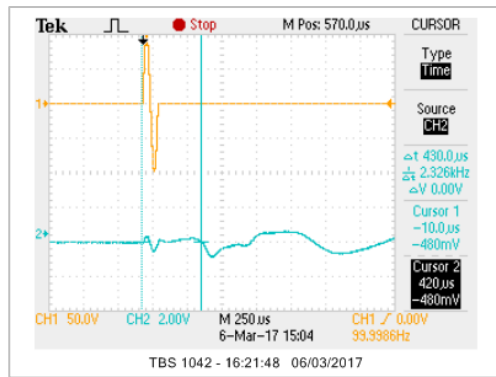
SR-N2 – CKD0.7 início 3 khz



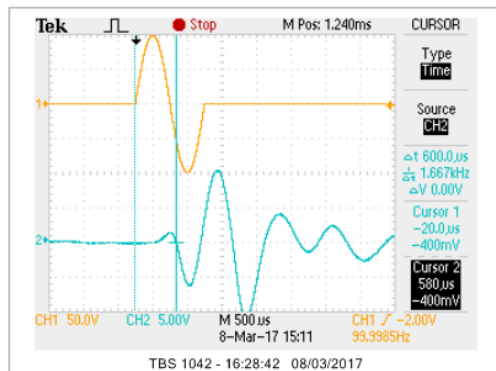
SR-N2 – CKD0.7 início 5 khz



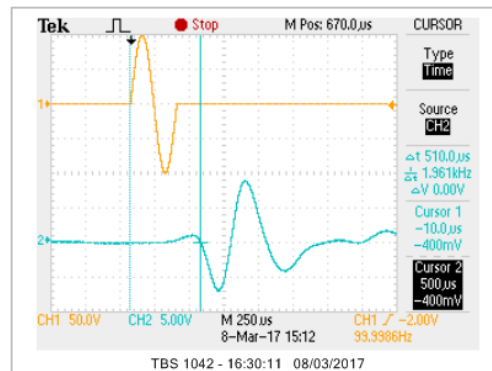
SR-N2 – CKD0.7 início 7 khz



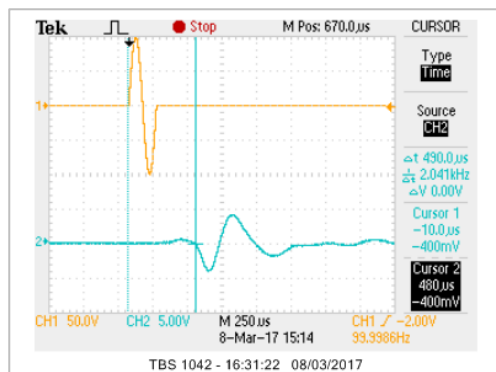
SR-N2 – CKD0.7 início 9 khz



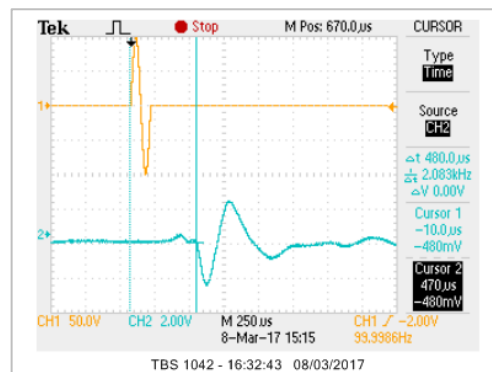
SR-N2 – CKD0.7 sat 650 conf 1 khz



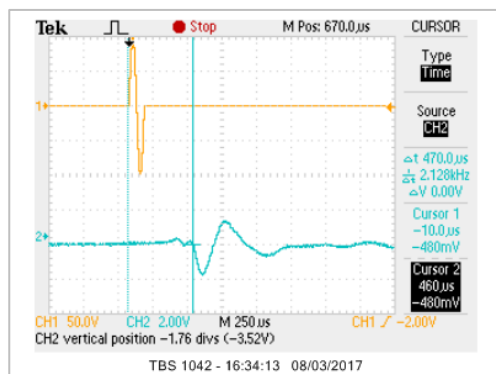
SR-N2 – CKD0.7 sat 650 conf 3 khz



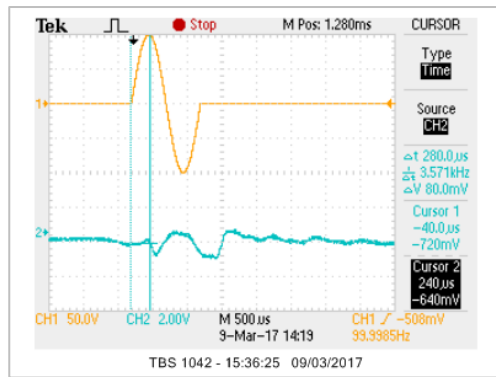
SR-N2 – CKD0.7 sat 650 conf 5 khz



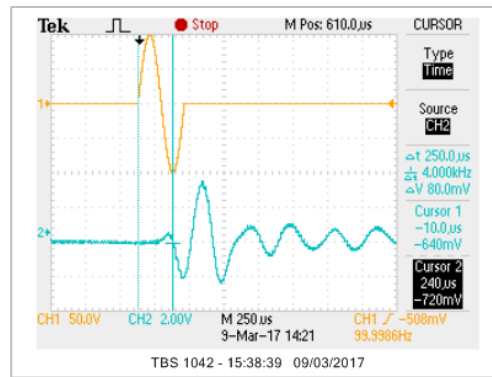
SR-N2 – CKD0.7 sat 650 conf 7 khz



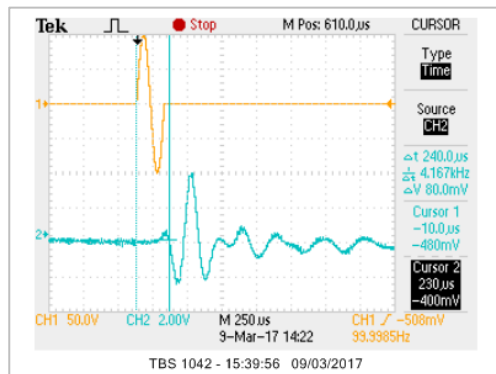
SR-N2 – CKD0.7 sat 650 conf 9 khz



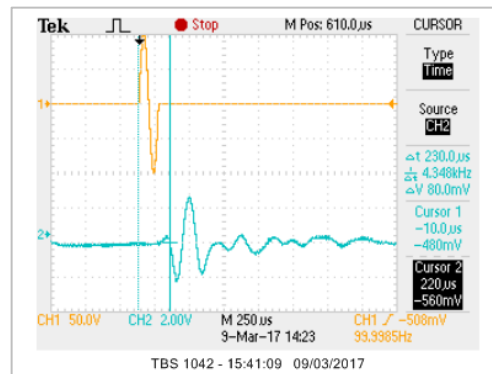
SR-N2 – CKD0.7 cisa1 1 khz



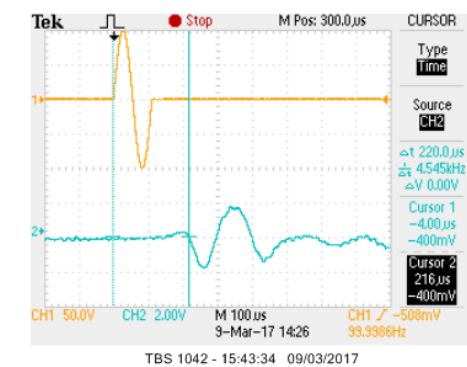
SR-N2 – CKD0.7 cisa1 3 khz



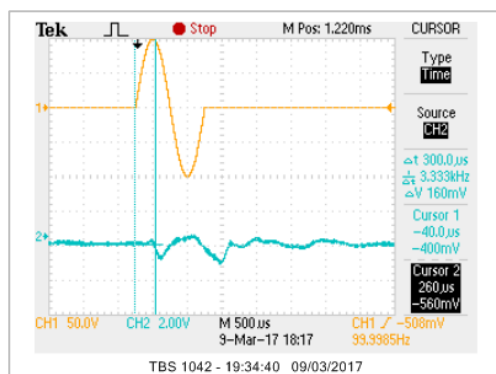
SR-N2 – CKD0.7 cisa1 5 khz



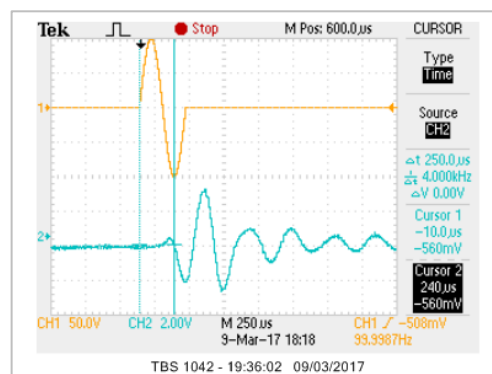
SR-N2 – CKD0.7 cisa1 7 khz



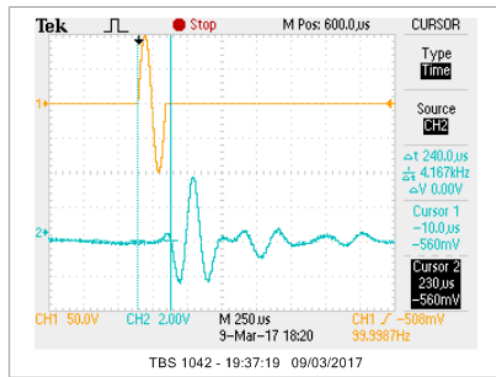
SR-N2 – CKD0.7 cisa1 9 khz



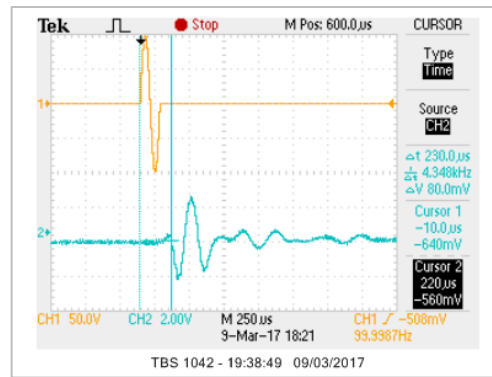
SR-N2 – CKD0.7 cisa2a 1 khz



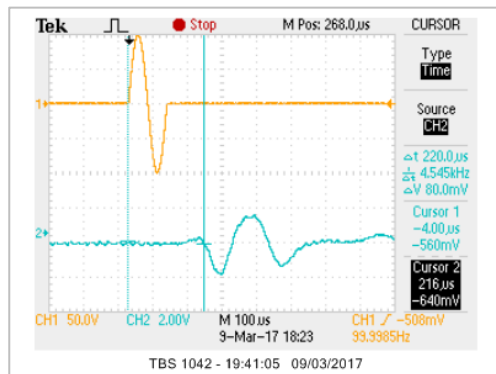
SR-N2 – CKD0.7 cisa2a 3 khz



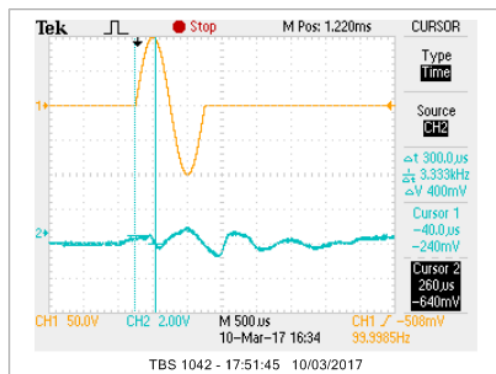
SR-N2 – CKD0.7 cisa2a 5 khz



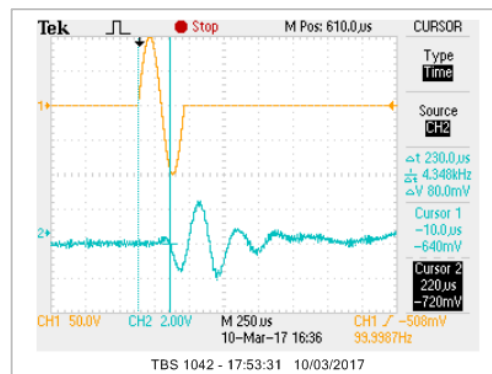
SR-N2 – CKD0.7 cisa2a 7 khz



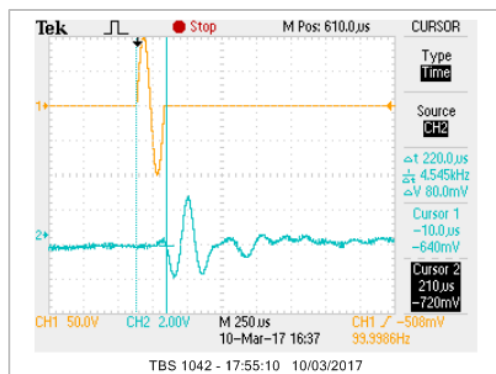
SR-N2 – CKD0.7 cisa2a 9 khz



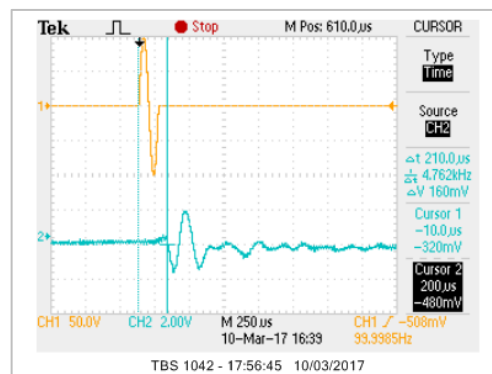
SR-N2 – CKD0.7 cisa3a 1 khz



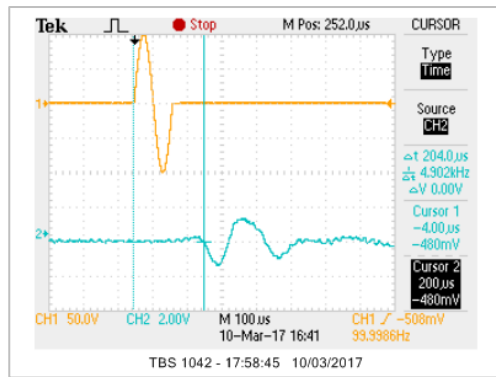
SR-N2 – CKD0.7 cisa3a 3 khz



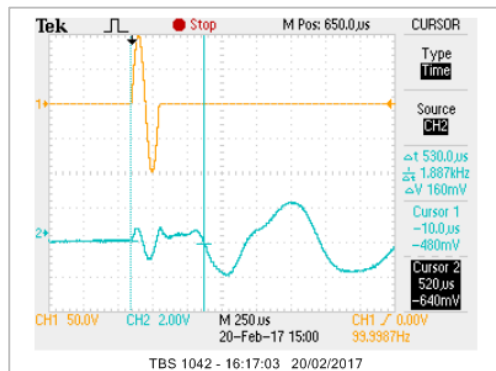
SR-N2 – CKD0.7 cisa3a 5 khz



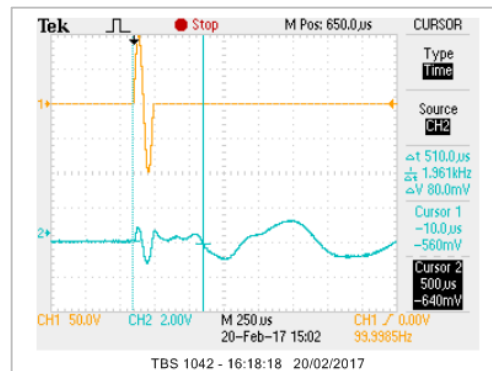
SR-N2 – CKD0.7 cisa3a 7 khz



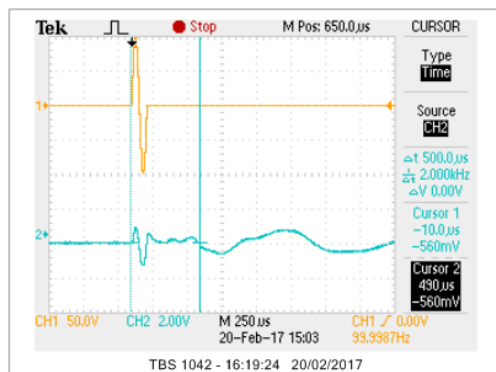
SR-N2 – CKD0.7 cisal3a 9 khz



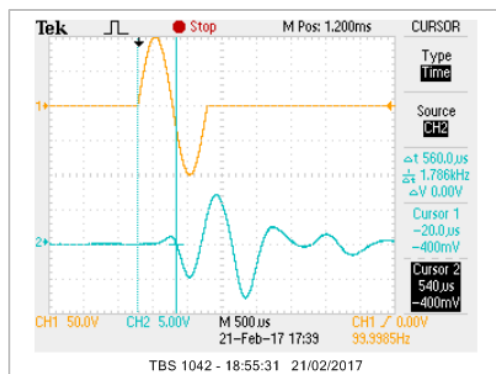
SR-N2 – CKD0.9 início 5 khz



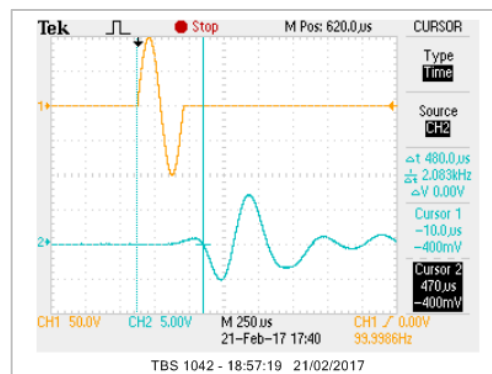
SR-N2 – CKD0.9 início 7 khz



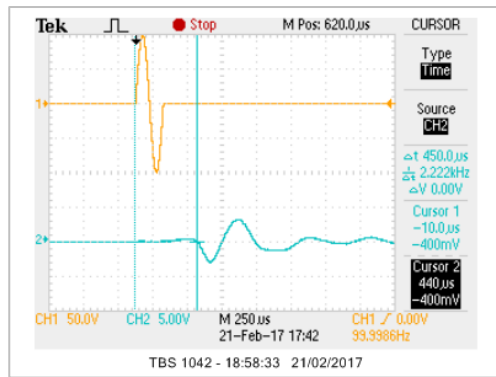
SR-N2 – CKD0.9 início 9 khz



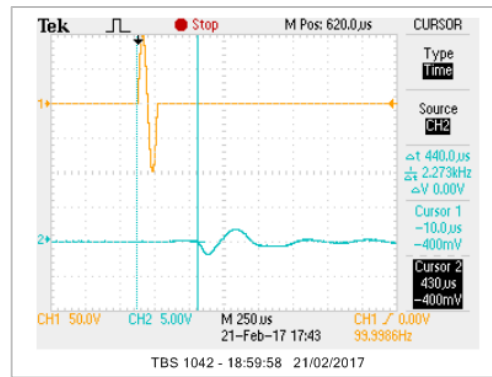
SR-N2 – CKD0.9 sat 600 conf 1 khz



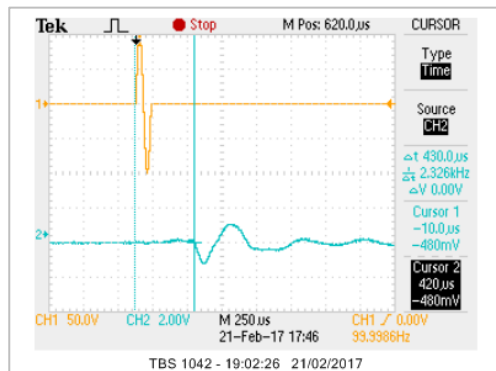
SR-N2 – CKD0.9 sat 600 conf 3 khz



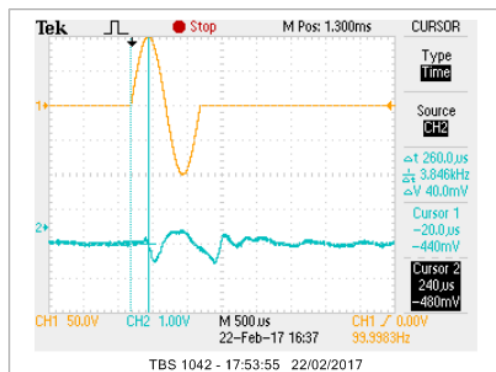
SR-N2 – CKD0.9 sat 600 conf 5 khz



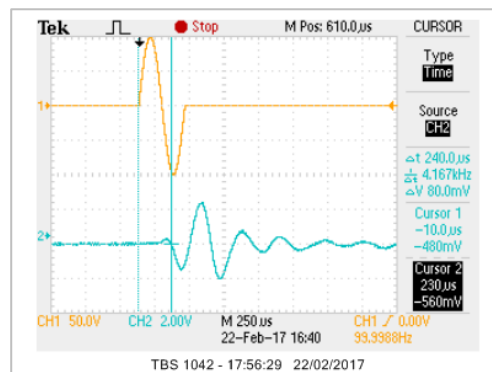
SR-N2 – CKD0.9 sat 600 conf 7 khz



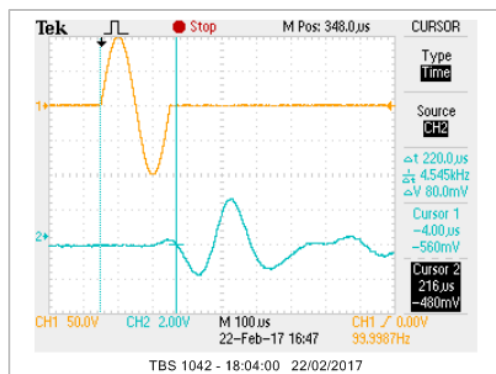
SR-N2 – CKD0.9 sat 600 conf 9 khz



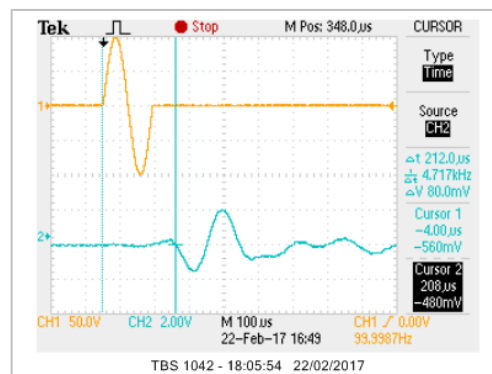
SR-N2 – CKD0.9 descar 1 khz



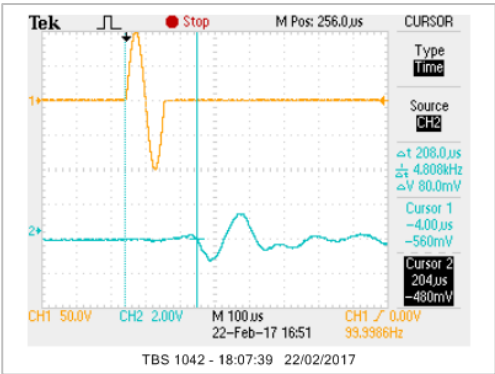
SR-N2 – CKD0.9 descar 3 khz



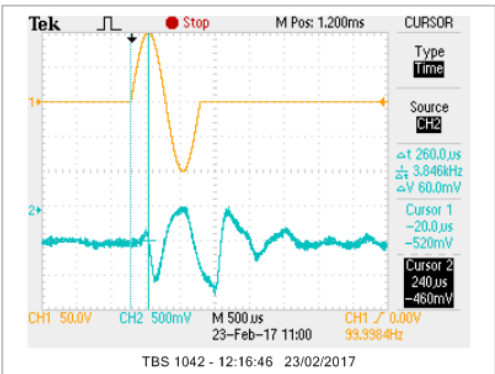
SR-N2 – CKD0.9 descar 5 khz



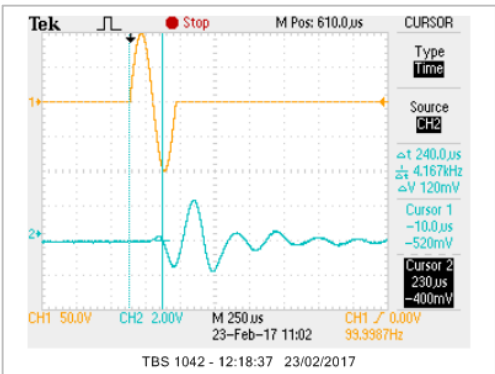
SR-N2 – CKD0.9 descar 7 khz



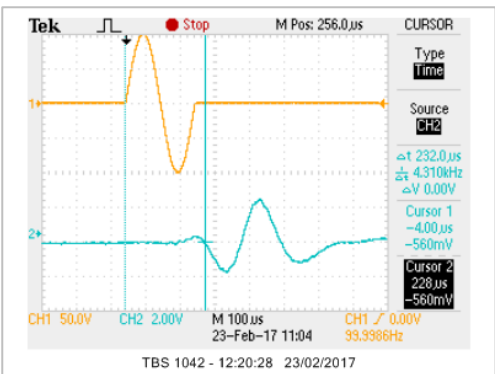
SR-N2 – CKD0.9 descar 9 khz



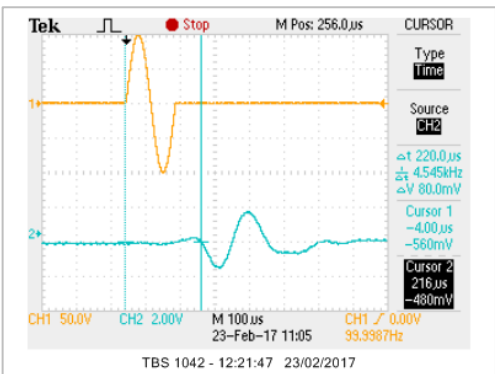
SR-N2 – CKD0.9 descar2a 1 khz



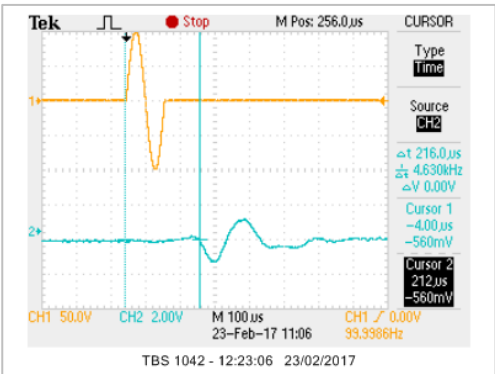
SR-N2 – CKD0.9 descar2a 3 khz



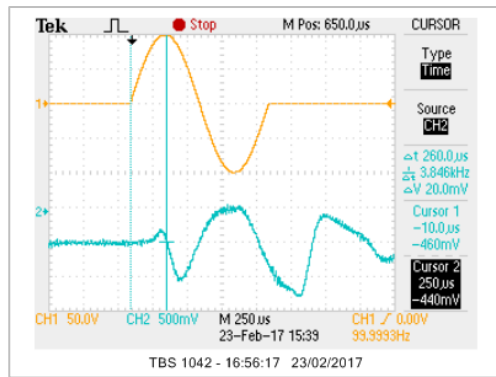
SR-N2 – CKD0.9 descar2a 5 khz



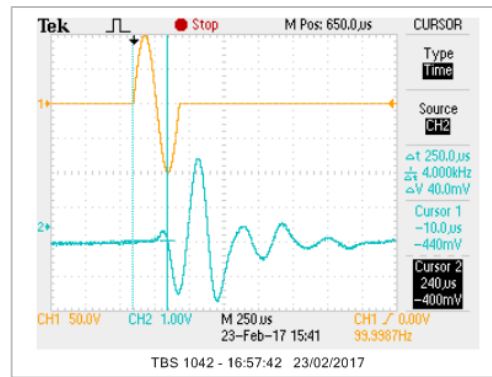
SR-N2 – CKD0.9 descar2a 7 khz



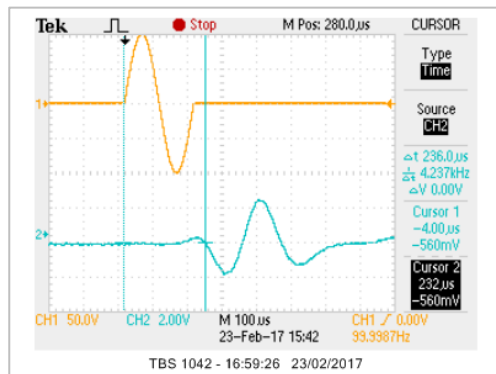
SR-N2 – CKD0.9 descar2a 9 khz



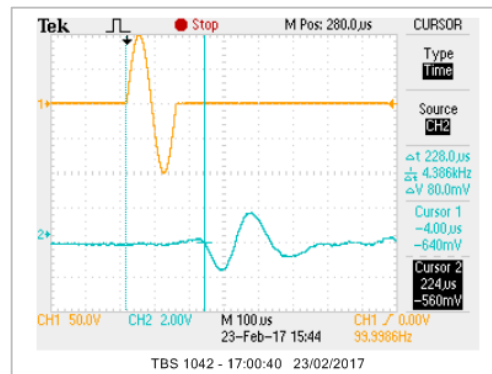
SR-N2 – CKD0.9 descar3a 1 khz



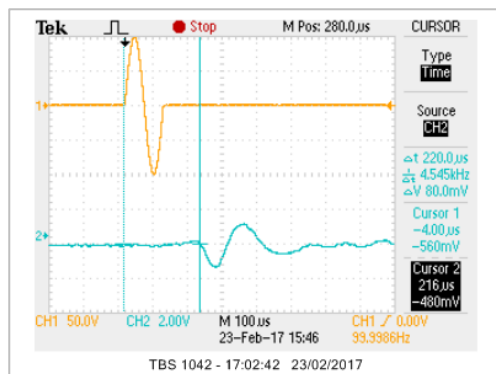
SR-N2 – CKD0.9 descar3a 3 khz



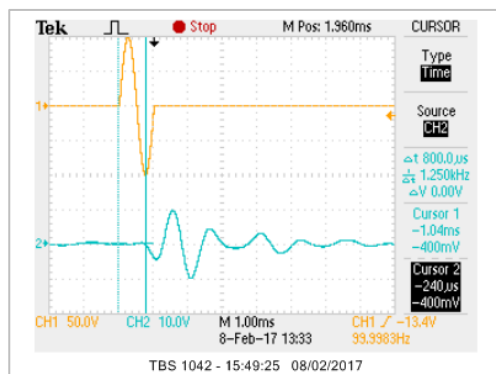
SR-N2 – CKD0.9 descar3a 5 khz



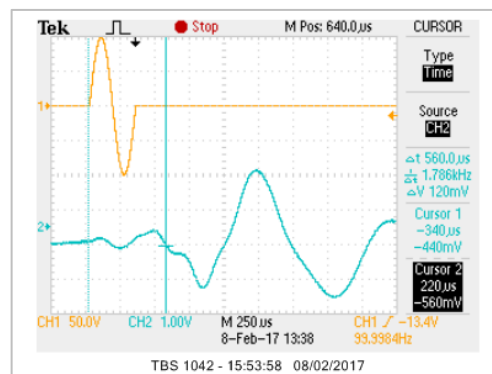
SR-N2 – CKD0.9 descar3a 7 khz



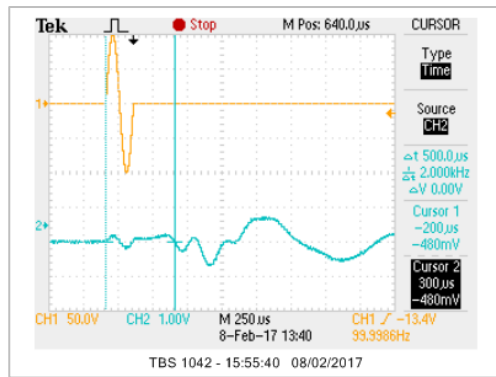
SR-N2 – CKD0.9 descar3a 9 khz



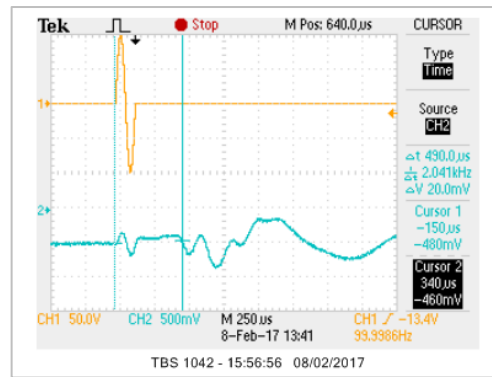
SR-N2 – adens isot início 1 khz



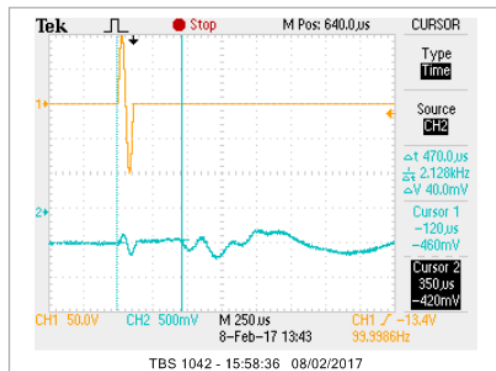
SR-N2 – adens isot início 3 khz



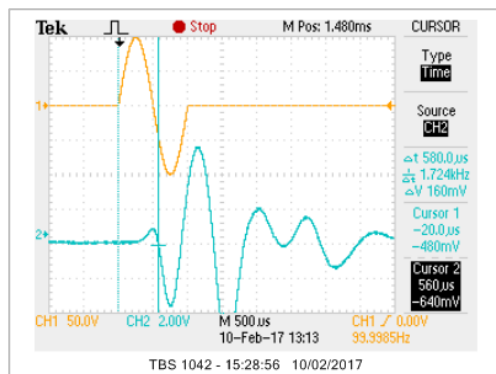
SR-N2 – adens isot início 5 khz



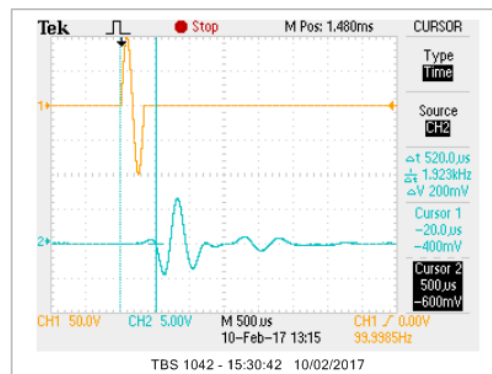
SR-N2 – adens isot início 7 khz



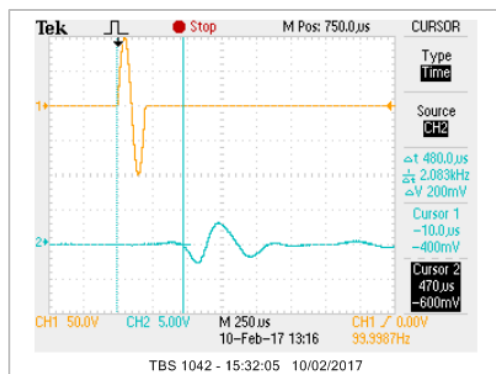
SR-N2 – adens isot início 9 khz



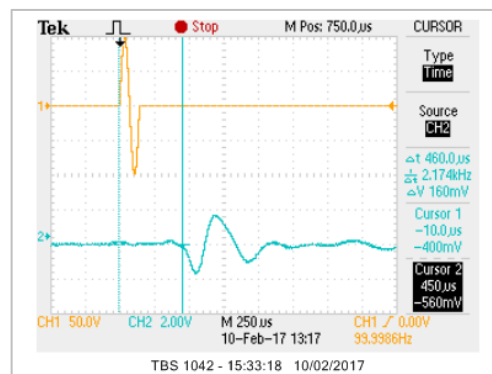
SR-N2 – adens isot sat 500 conf 1 khz



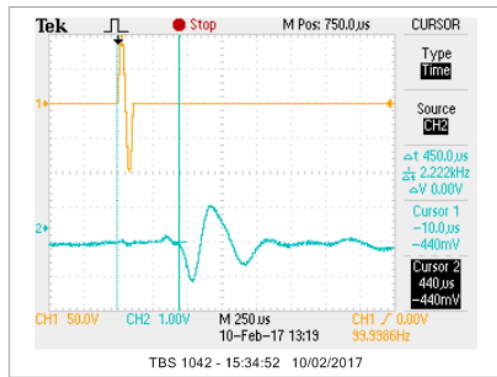
SR-N2 – adens isot sat 500 conf 3 khz



SR-N2 – adens isot sat 500 conf 5 khz

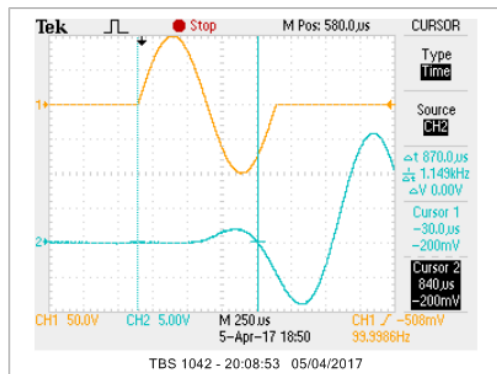


SR-N2 – adens isot sat 500 conf 7 khz

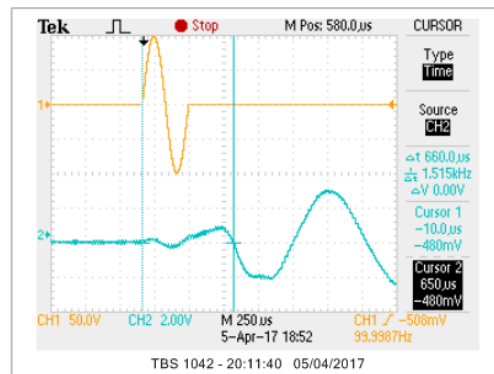


SR-N2 – adens isot sat 500 conf 9 khz

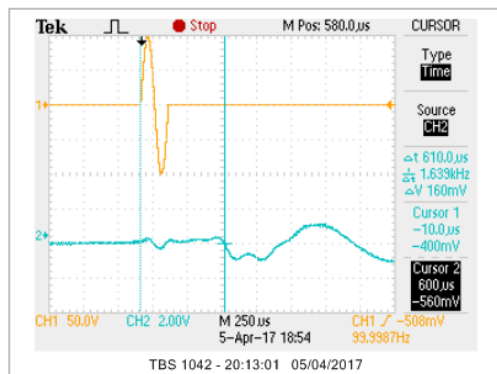
SR-N3



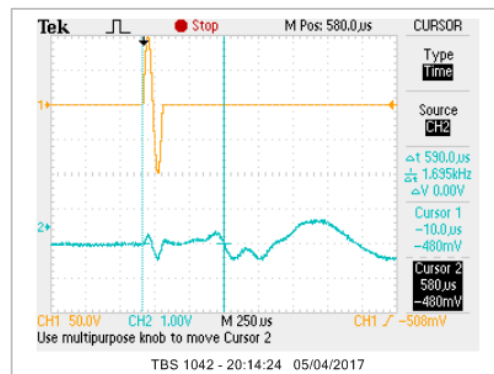
SR-N3 – CKD 0,7 início 1 khz



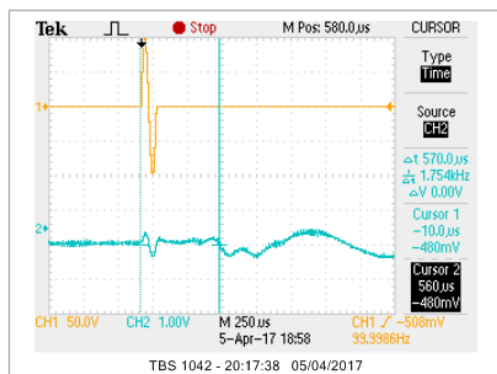
SR-N3 – CKD 0,7 início 3 khz



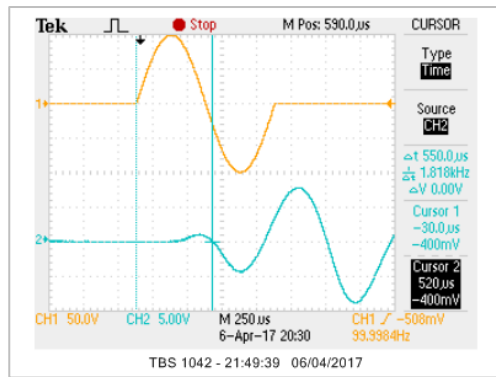
SR-N3 – CKD 0,7 início 5 khz



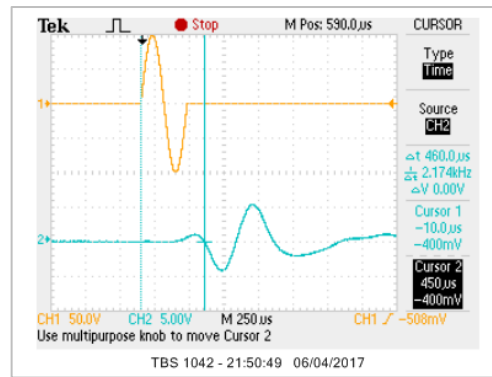
SR-N3 – CKD 0,7 início 7 khz



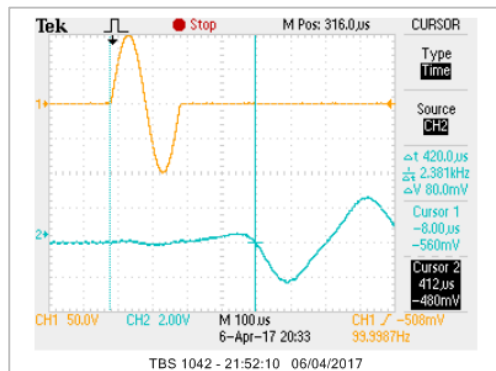
SR-N3 – CKD 0,7 início 9 khz



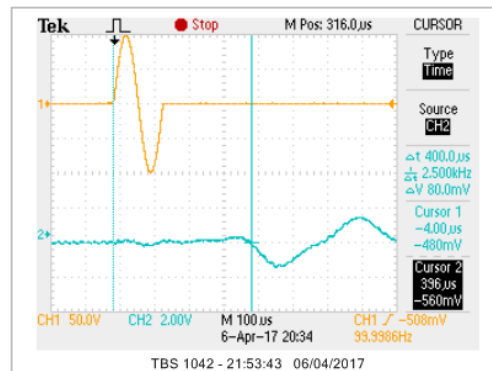
SR-N3 – CKD 0,7 sat 600 conf 1 khz



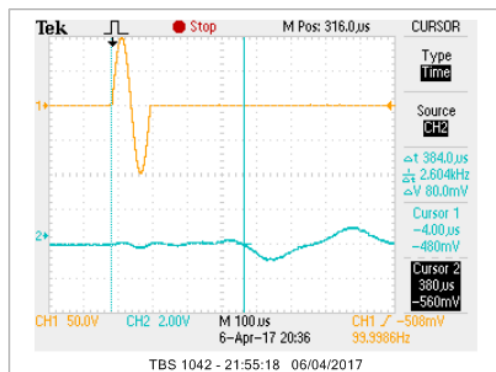
SR-N3 – CKD 0,7 sat 600 conf 3 khz



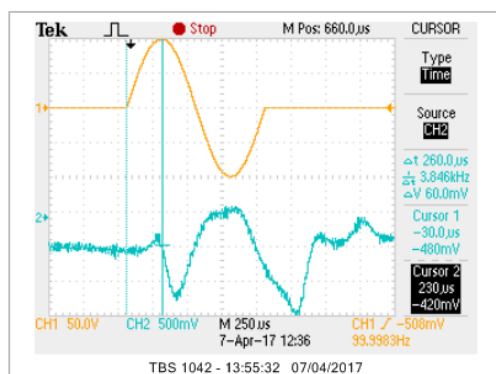
SR-N3 – CKD 0,7 sat 600 conf 5 khz



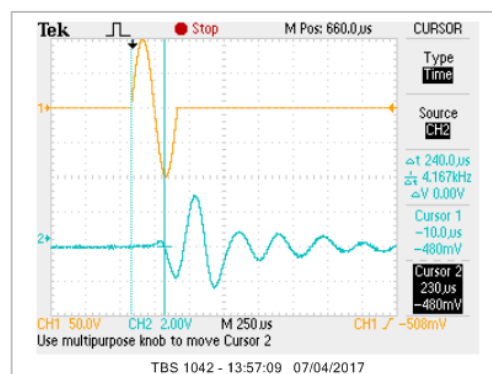
SR-N3 – CKD 0,7 sat 600 conf 7 khz



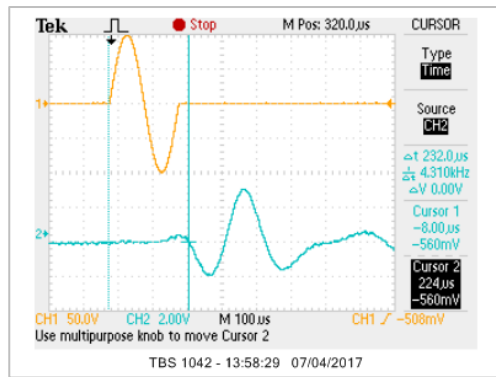
SR-N3 – CKD 0,7 sat 600 conf 9 khz



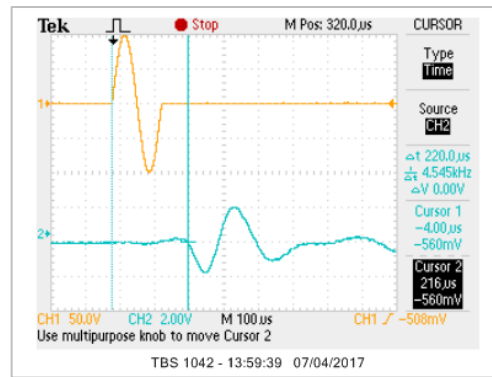
SR-N3 – CKD 0,7 cisa 1 khz



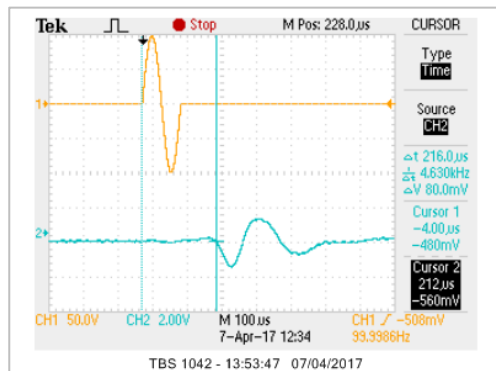
SR-N3 – CKD 0,7 cisa 3 khz



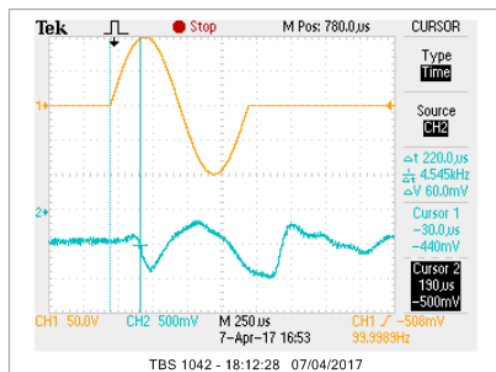
SR-N3 – CKD 0,7 cisal 5 khz



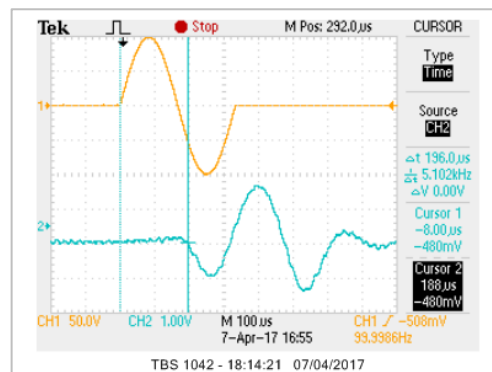
SR-N3 – CKD 0,7 cisal 7 khz



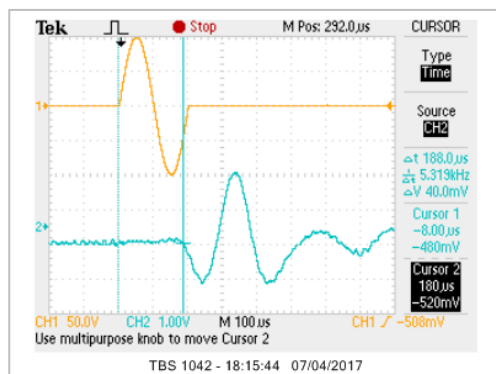
SR-N3 – CKD 0,7 cisal 9 khz



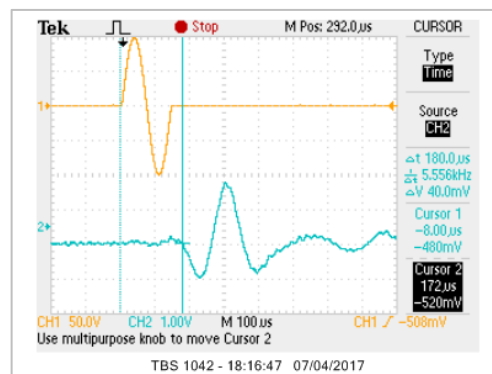
SR-N3 – CKD 0,7 cisal2a 1 khz



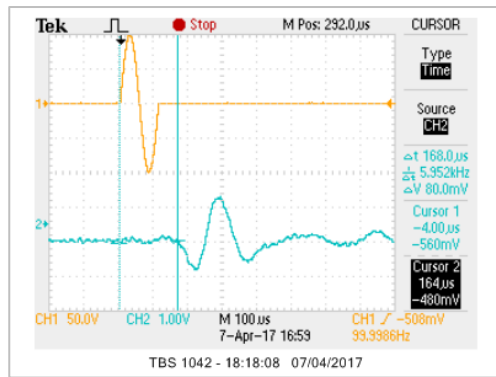
SR-N3 – CKD 0,7 cisal2a 3 khz



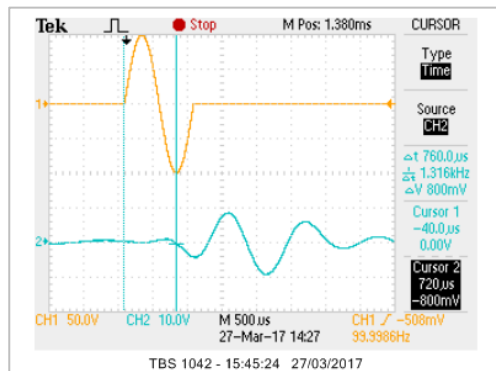
SR-N3 – CKD 0,7 cisal2a 5 khz



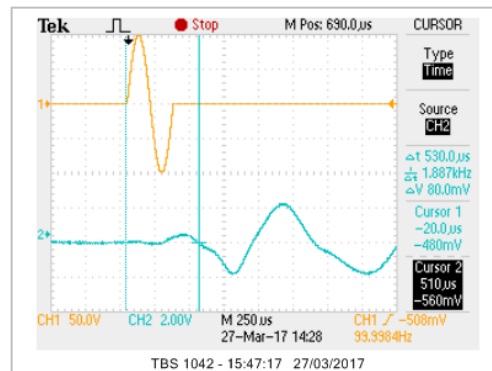
SR-N3 – CKD 0,7 cisal2a 7 khz



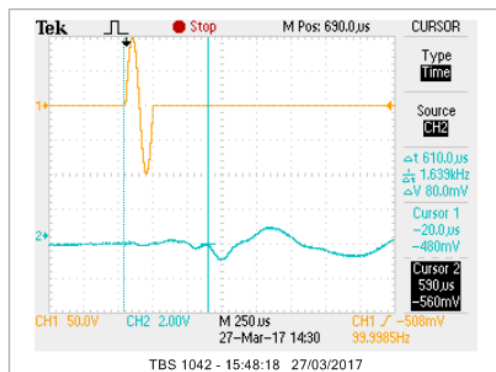
SR-N3 – CKD 0,7 cisa2a 9 khz



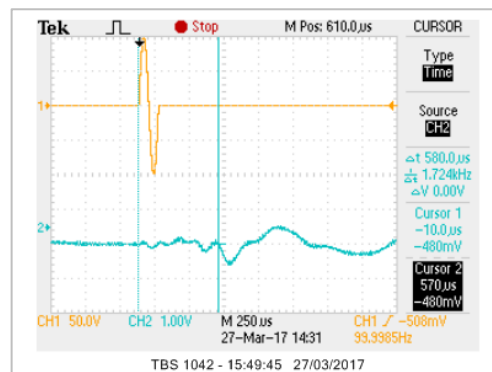
SR-N3 – CKD 0,9 início 1 khz



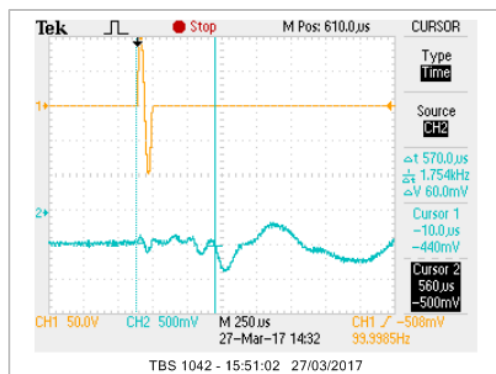
SR-N3 – CKD 0,9 início 3 khz



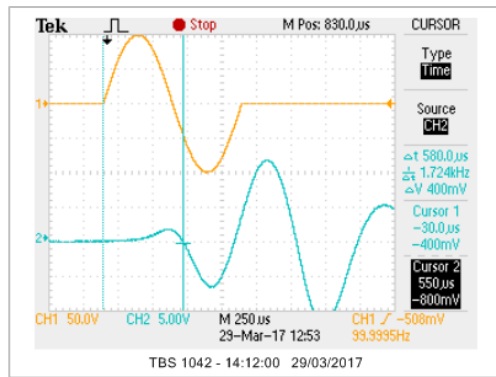
SR-N3 – CKD 0,9 início 5 khz



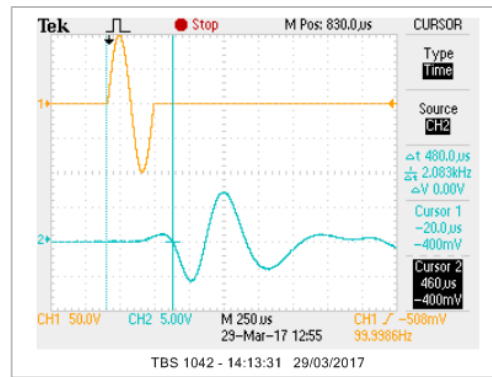
SR-N3 – CKD 0,9 início 7 khz



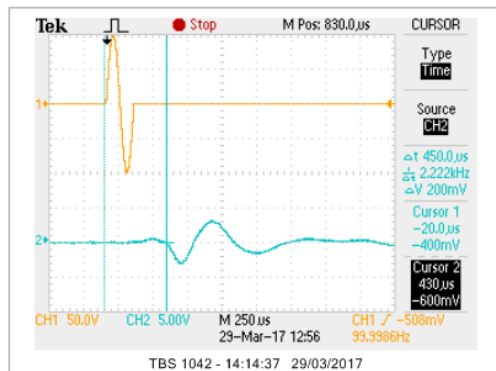
SR-N3 – CKD 0,9 início 9 khz



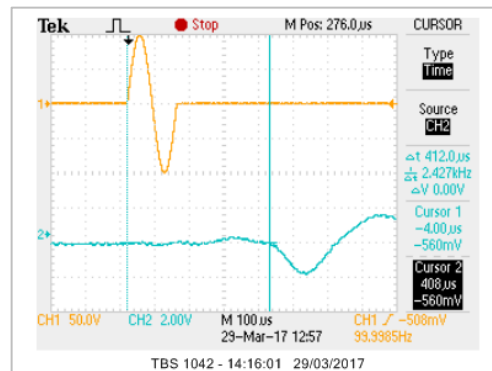
SR-N3 – CKD 0,9 sat 550 conf 1 khz



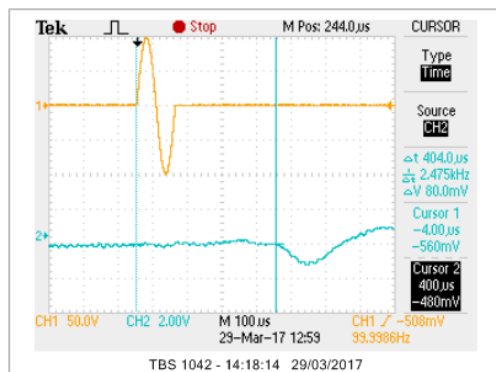
SR-N3 – CKD 0,9 sat 550 conf 3 khz



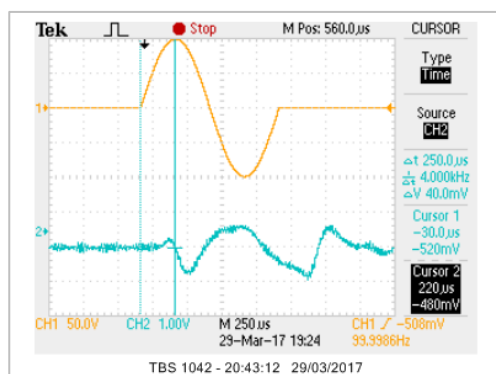
SR-N3 – CKD 0,9 sat 550 conf 5 khz



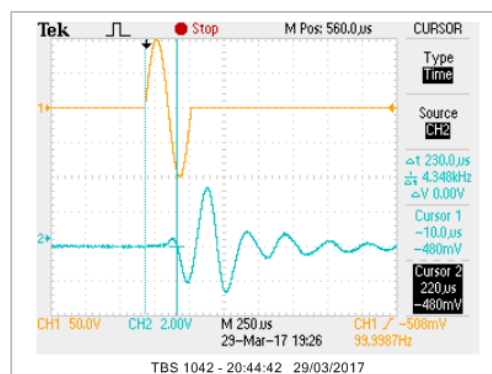
SR-N3 – CKD 0,9 sat 550 conf 7 khz



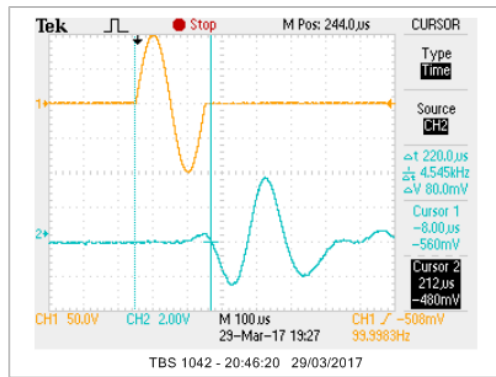
SR-N3 – CKD 0,9 sat 550 conf 9 khz



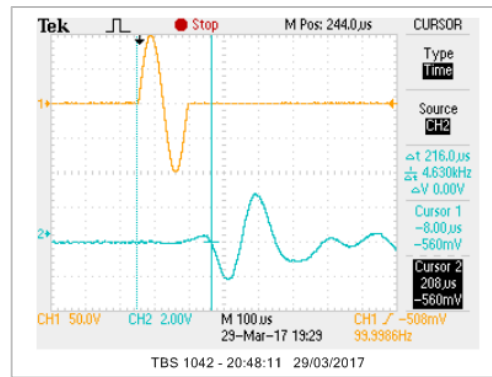
SR-N3 – CKD 0,9 descar 1 khz



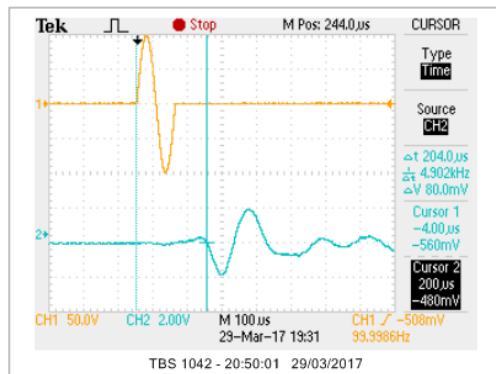
SR-N3 – CKD 0,9 descar 3 khz



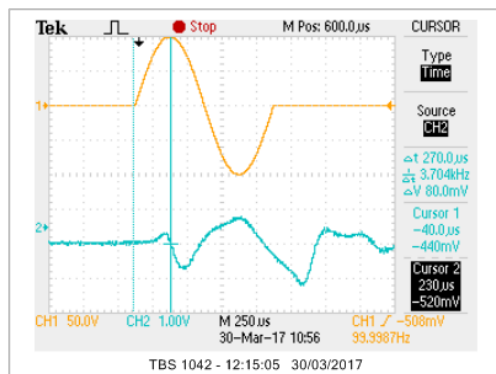
SR-N3 – CKD 0,9 descar 5 khz



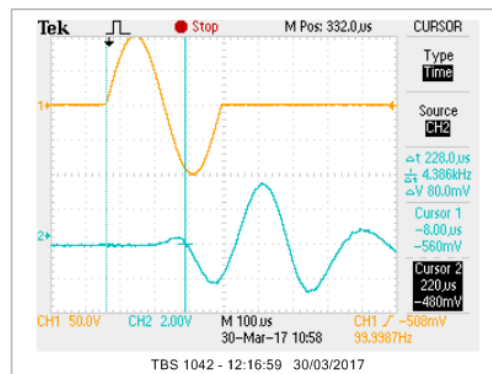
SR-N3 – CKD 0,9 descar 7 khz



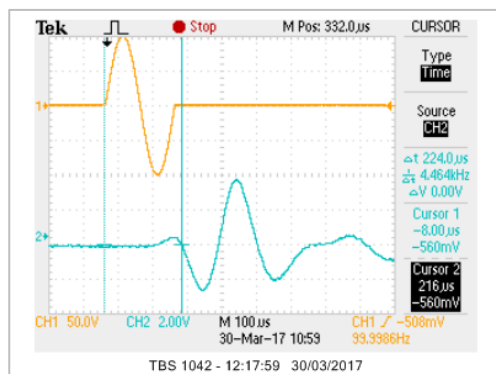
SR-N3 – CKD 0,9 descar 9 khz



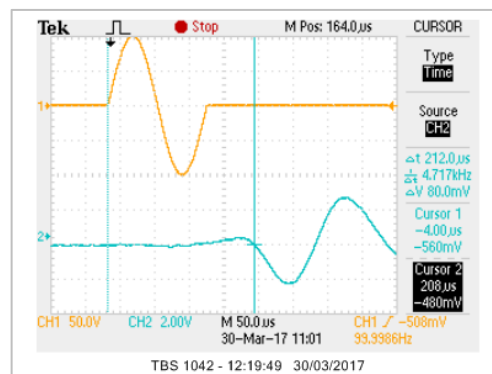
SR-N3 – CKD 0,9 descar2a 1 khz



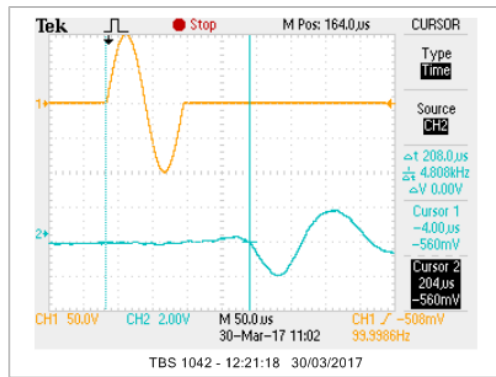
SR-N3 – CKD 0,9 descar2a 3 khz



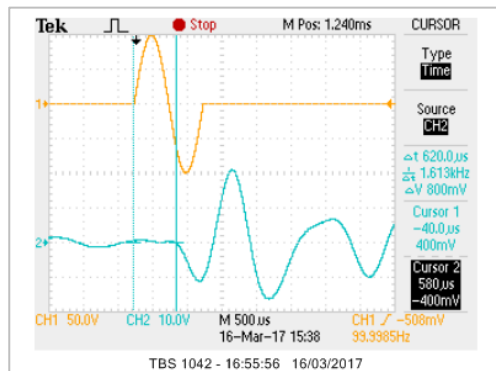
SR-N3 – CKD 0,9 descar2a 5 khz



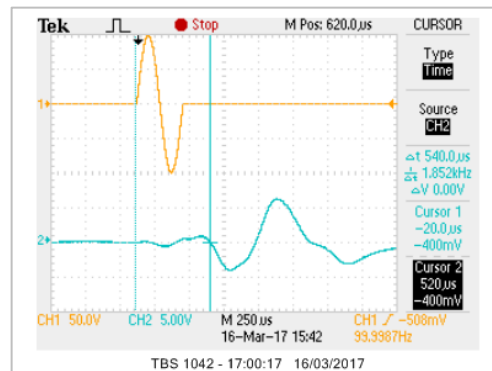
SR-N3 – CKD 0,9 descar2a 7 khz



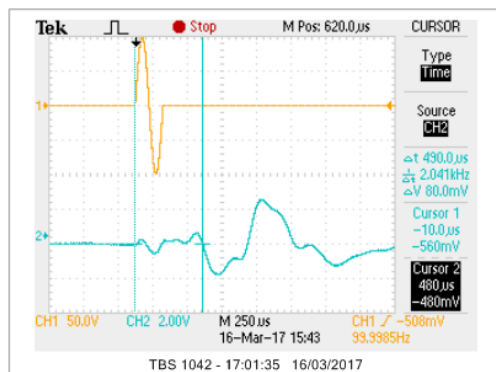
SR-N3 – CKD 0,9 descar2a 9 khz



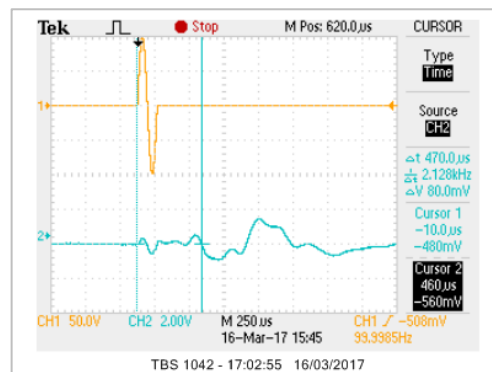
SR-N3 – adens isot início 1 khz



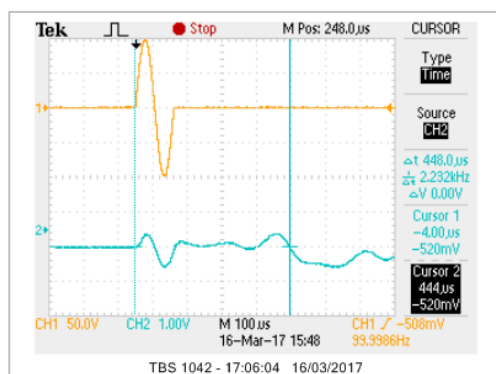
SR-N3 – adens isot início 3 khz



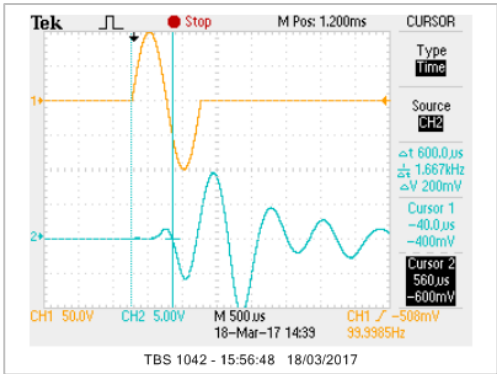
SR-N3 – adens isot início 5 khz



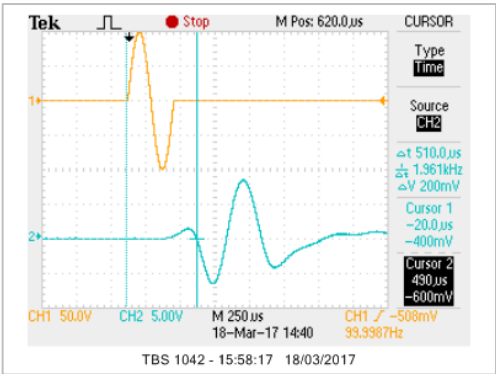
SR-N3 – adens isot início 7 khz



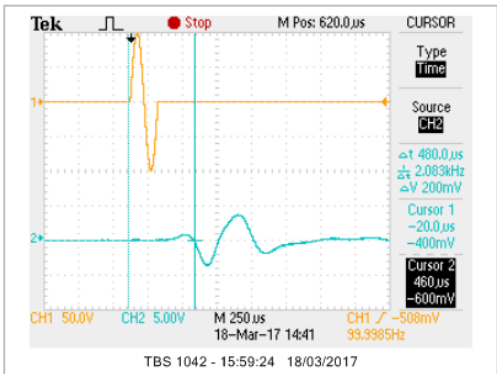
SR-N3 – adens isot início 9 khz



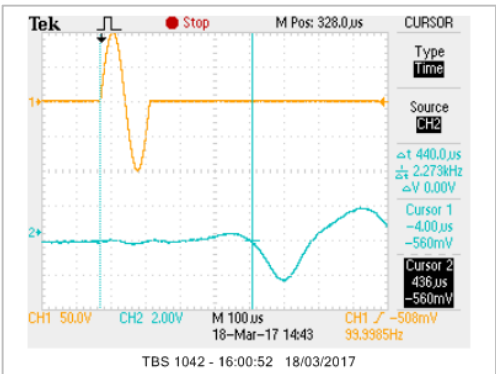
SR-N3 – adens isot sat 550 conf 1 khz



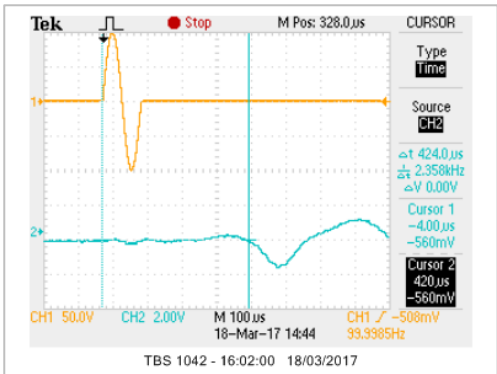
SR-N3 – adens isot sat 550 conf 3 khz



SR-N3 – adens isot sat 550 conf 5 khz



SR-N3 – adens isot sat 550 conf 7 khz



SR-N3 – adens isot sat 550 conf 9 khz