8
Investigação Experimental: Resistência à Compressão e Tração

Ensaios em solos para a obtenção da resistência não-saturada consomem tempo e não fazem parte do dia-a-dia da maioria dos laboratórios de geotecnia no país. Mas, uma estimativa inicial da resistência não saturada de solos pode ser feita com a utilização da curva característica e dos parâmetros de resistência saturados. Muitas vezes a fase de anteprojeto não requer dados detalhados dos solos, e dados estimados podem ser úteis no seu desenvolvimento.

Para o estudo, foram utilizados corpos-de-prova compactados e indeformados. Com o intuito de obter parâmetros de resistência saturada dos solos estudados para posterior estimativa da resistência não saturada, foram realizados ensaios de cisalhamento direto em amostras de solo das cinco diferentes camadas. Os resultados destes ensaios estão discutidos e apresentados neste capítulo. O ensaio de cisalhamento direto, devido à sua simplicidade de execução, é o ensaio mais usual para a obtenção de parâmetros de resistência.

Neste capítulo também são apresentadas e discutidas a resistência à compressão não-confinada e a resistência à tração dos solos no estado não saturado do perfil estudado. Os valores de resistência encontrados são avaliados em função do grau de saturação, sucção matricial, densidade dos solos e intemperismo.

Os resultados dos ensaios de laboratório dos solos no estado compactado são apresentados no item 8.1, e dos solos indeformados no item 8.2. Modelos teóricos para a determinação da resistência não-confinada e da resistência à tração para solos não saturados são apresentados e discutidos nos itens 8.3.1 e 8.3.2, respectivamente.

Ensaios triaxiais saturados e não saturados foram realizados no solo marrom e são apresentados no capítulo 9 – Comportamento sob o Estado de Tensões Triaxiais.

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0310927/CA

8.1. Solos Compactados

8.1.1. Moldagem dos corpos-de-prova

O procedimento de preparação dos corpos-de-prova compactados para os ensaios de cisalhamento direto, compressão não-confinada e compressão diametral foi idêntico. As amostras, caracterizadas no item 5.2.3, sem secagem prévia, foram destorroadas manualmente sem o auxílio de nenhum instrumento. A seguir foram compactadas no teor de umidade ótimo em um cilindro de CBR. A compactação foi realizada em cinco camadas com 12 golpes do soquete em cada camada. Após a extração do solo do cilindro, foram moldados os corpos-de-prova para cada ensaio.

Para os ensaios de cisalhamento direto foram moldados corpos-de-prova de 10 cm de lado e 2 cm de altura. Para os ensaios de compressão diametral, os solos foram moldados em anéis de PVC com 7,8 cm de diâmetro e 2 cm de altura.

Os corpos-de-prova dos ensaios de compressão não-confinada foram moldados com 10 cm de altura e 5 cm de diâmetro. A Figura 8.1 retrata uma moldagem desses corpos-de-prova. A partir de cada cilindro de CBR compactado foram moldados 4 corpos-de-prova.

Após a moldagem, os corpos-de-prova dos ensaios de compressão não-confinada e compressão diametral foram umedecidos ou secados para atingir o teor de umidade requerida para os testes. A secagem se deu expondo o corpo-de-prova à temperatura ambiente. O umedecimento foi realizado através de vapor de água. O controle da umidade era realizado pela pesagem do corpo-de-prova. Uma vez que a massa desejada era atingida, o corpo-de-prova era envolto em papel filme e deixado em repouso até o dia seguinte para uniformização do teor de umidade interna.

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0310927/CA

Figura 8.1 – Moldagem dos corpos-de-prova compactados.

8.1.2. Resistência ao Cisalhamento

8.1.2.1. Ensaio de Cisalhamento Direto

Os ensaios de cisalhamento direto com deformação controlada foram realizados em corpos-de-prova de 10 cm de lado e 2 cm de altura moldados a partir dos solos compactados.

Os corpos-de-prova foram inicialmente adensados em dois estágios com duração de 24 h. No primeiro estágio foi aplicado durante 5 minutos uma tensão de 2 kPa e no segundo estágio a tensão total normal desejada (25, 50, 100 ou 200 kPa). Em todos os ensaios, procedeu-se à inundação do solo imediatamente após a aplicação do primeiro estágio de carregamento. A velocidade média de deslocamento adotada foi de 0,06 mm/min atendendo ao critério de Gibson e Henkel (1954), freqüentemente citado na literatura. As tensões normais escolhidas para a determinação da envoltória de resistência foram 50 kPa, 100 kPa e 200 kPa. Na Tabela 8.1 estão resumidas as características dos corpos-de-prova compactados.

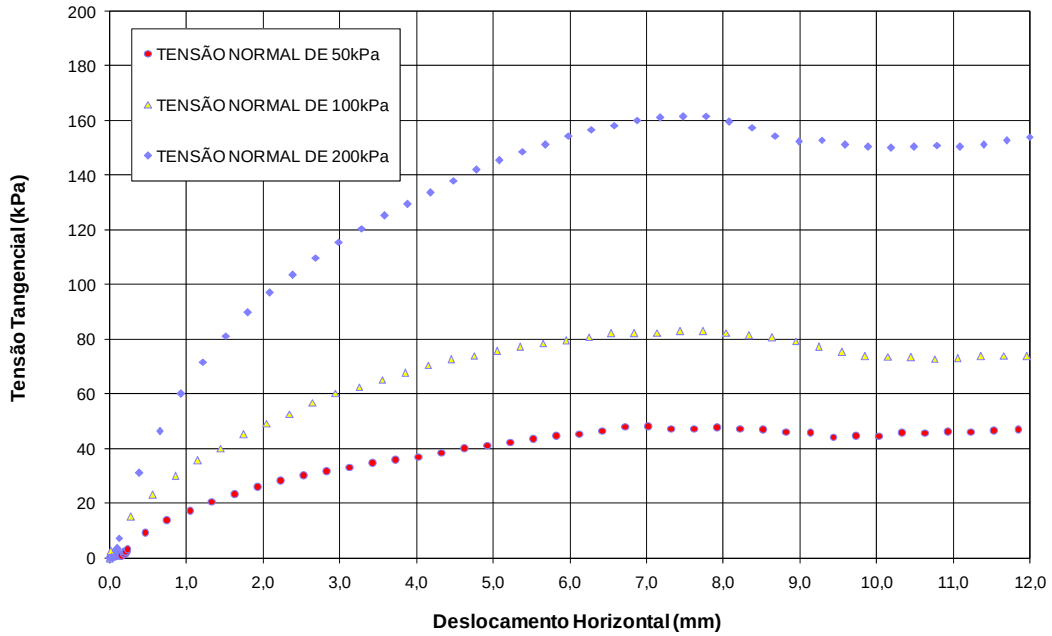
PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0310927/CA

Tabela 8.1 – Dados dos corpos-de-prova compactados utilizados nos ensaios de cisalhamento direto.

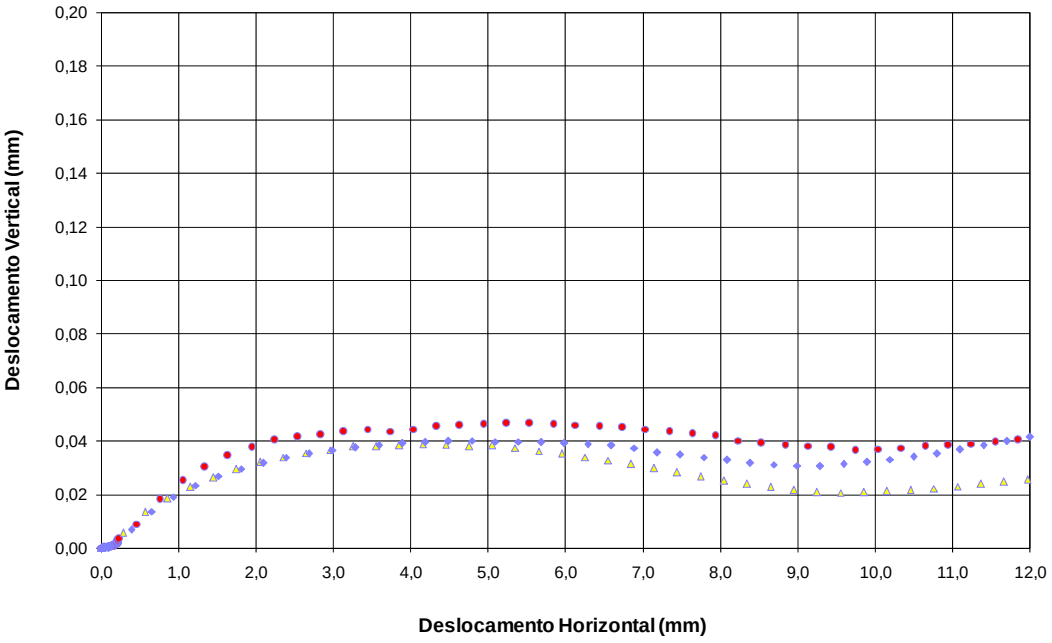
Amostra	*Tensão normal aplicada (kPa)*	*Umidade inicial (w_0 %)*	*Umidade final (w_f %)*	*Peso específico (γn kN/m^3)*	*Peso específico seco (γd kN/m^3)*
Marrom 2.4060.07	50	23,9	29,6	19,4	15,6
	100	23,9	28,4	19,1	15,4
	200	23,9	27,2	19,3	15,6
Vermelho 2.4059.07	50	24,1	36,4	18,9	15,2
	100	24,1	34,7	19,0	15,3
	200	24,1	33,9	19,1	15,4
Laranja 2.4057.07	50	22,6	36,6	18,0	14,7
	100	22,6	33,7	18,2	14,8
	200	22,6	35,7	18,4	15,0
Amarelo 2.4058.07	50	17,5	31,9	18,2	15,5
	100	17,5	30,6	18,6	15,9
	200	17,5	32,1	18,4	15,6
Branco 2.4056.07	50	15,2	25,3	18,6	16,1
	100	16,4	26,4	18,4	15,8
	200	16,4	27,5	18,9	16,2

As figuras 8.2 a 8.6 exibem as curvas tensão *versus* deslocamento e variação de altura *versus* deslocamento dos ensaios executados. Deslocamentos positivos descrevem compressão do corpo-de-prova.

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0310927/CA



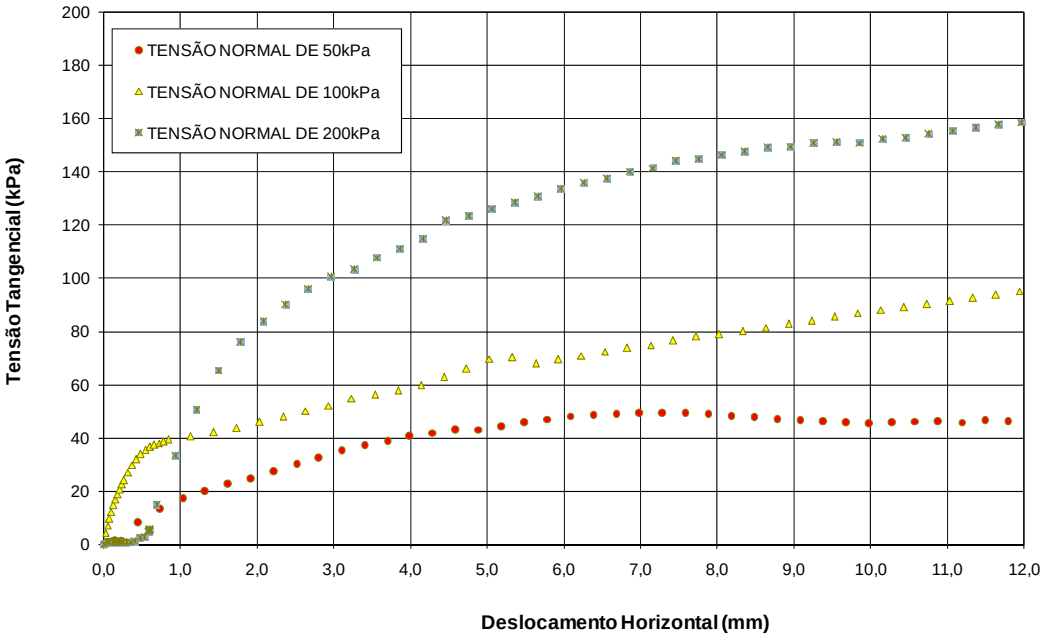
(a)



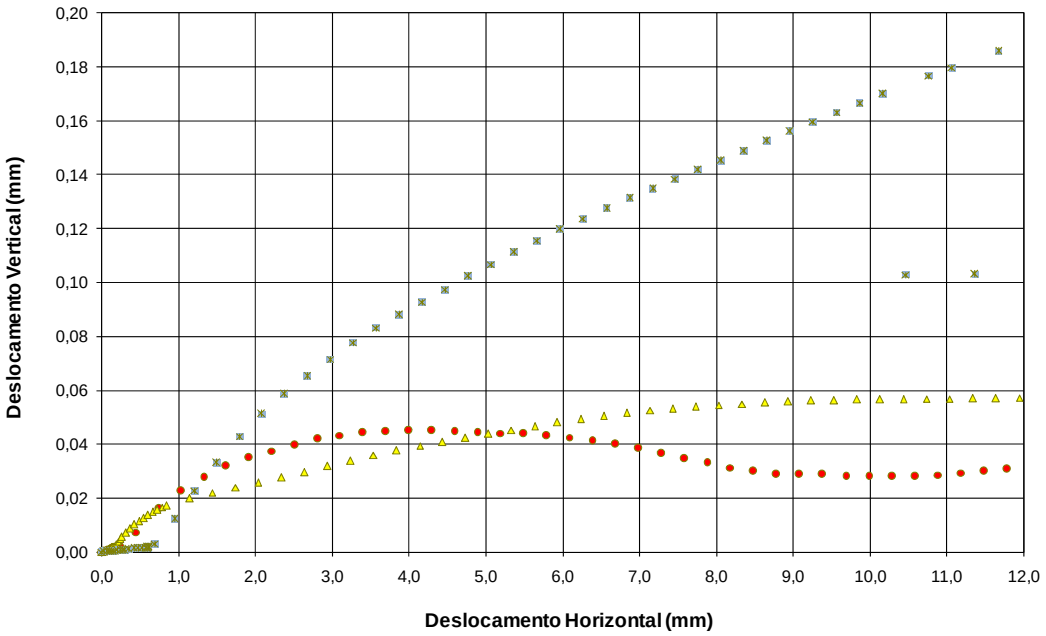
(b)

Figura 8.2 - Solo Branco compactado: (a) tensão cisalhante x deslocamento, (b) variação de altura durante os ensaios.

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0310927/CA



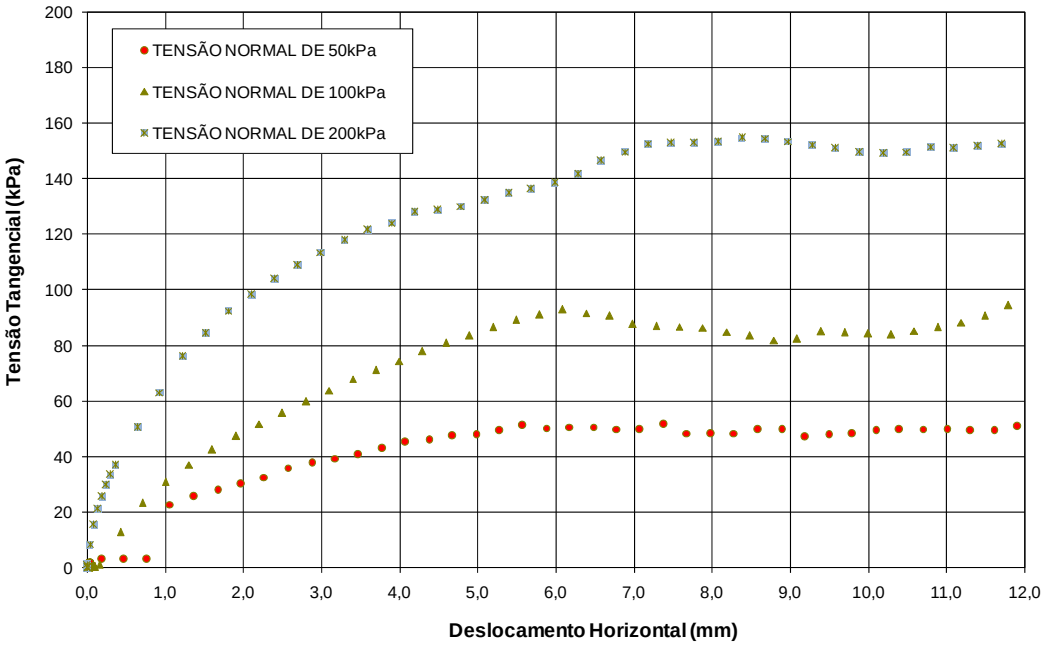
(a)



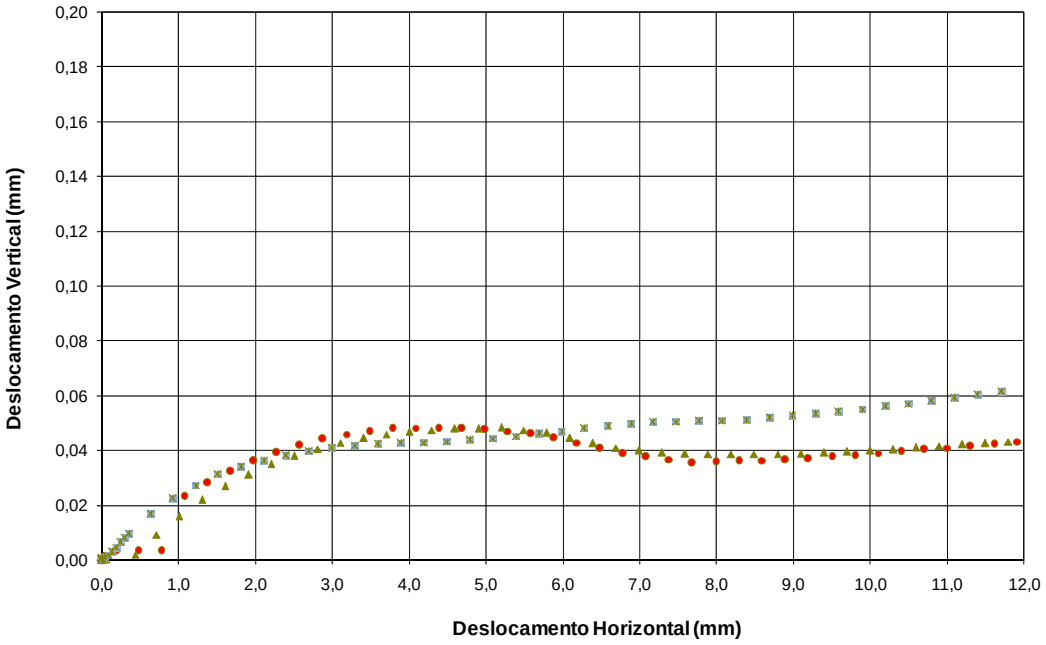
(b)

Figura 8.3 - Solo Amarelo compactado: (a) tensão cisalhante x deslocamento, (b) variação de altura durante os ensaios.

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0310927/CA



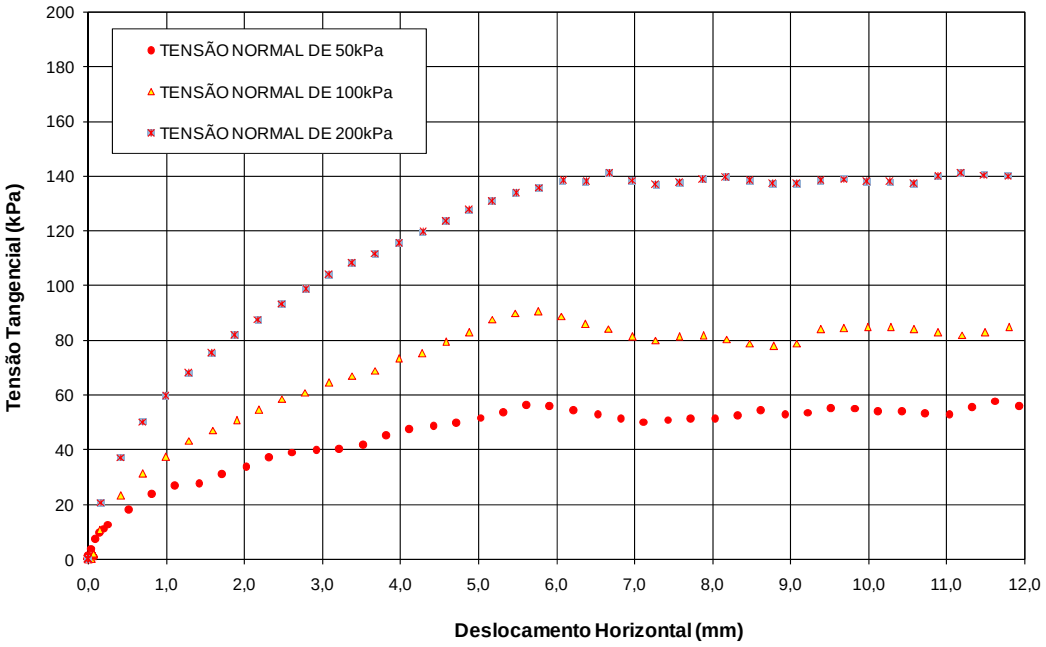
(a)



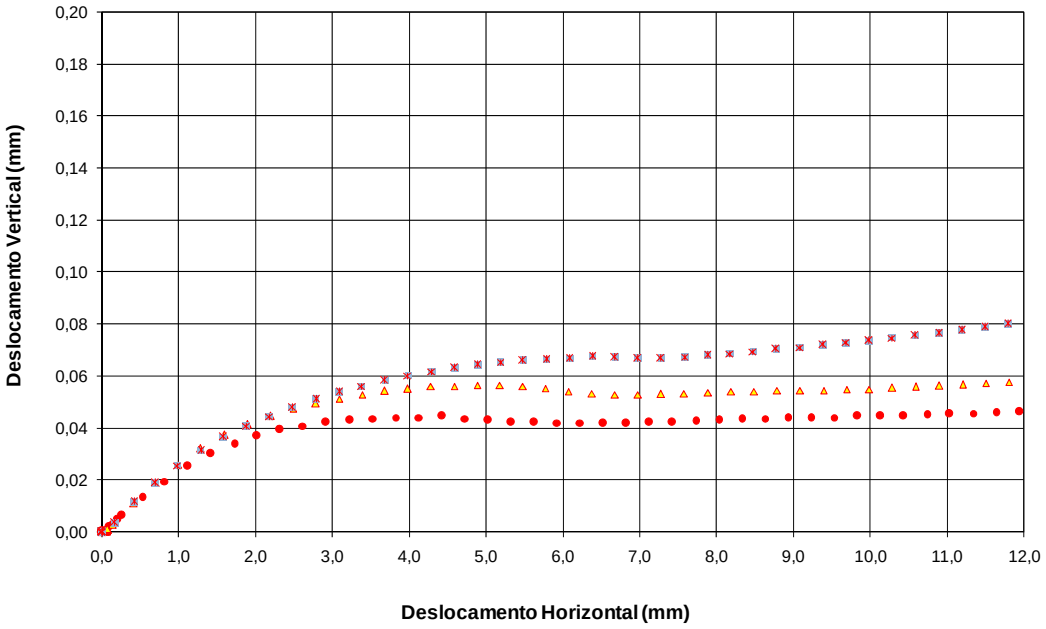
(b)

Figura 8.4 - Solo Laranja compactado: (a) tensão cisalhante x deslocamento, (b) variação de altura durante os ensaios.

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0310927/CA



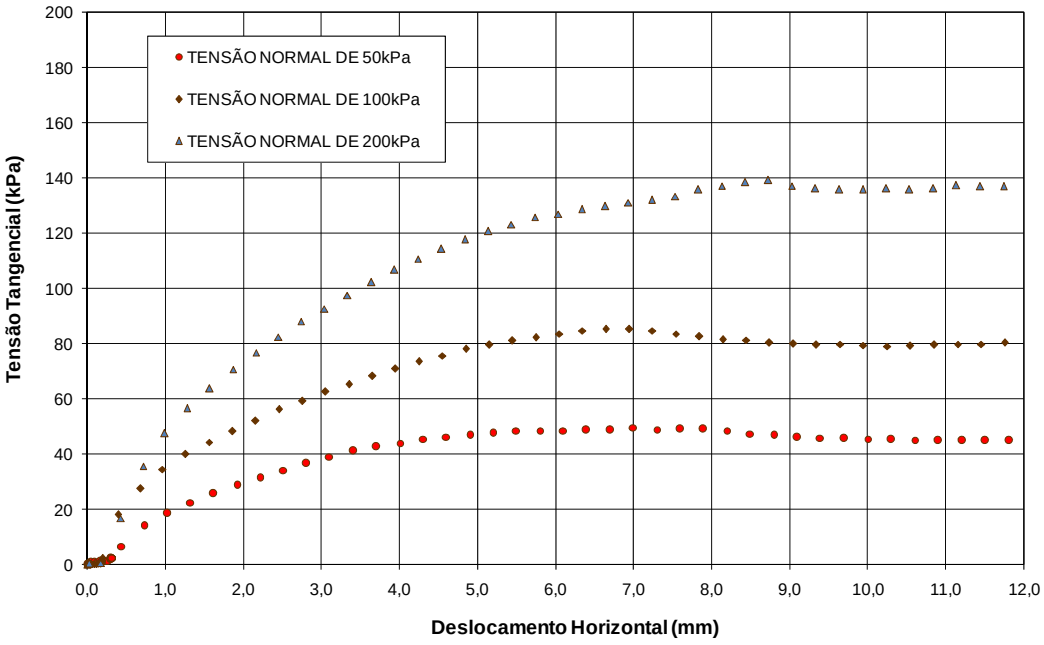
(a)



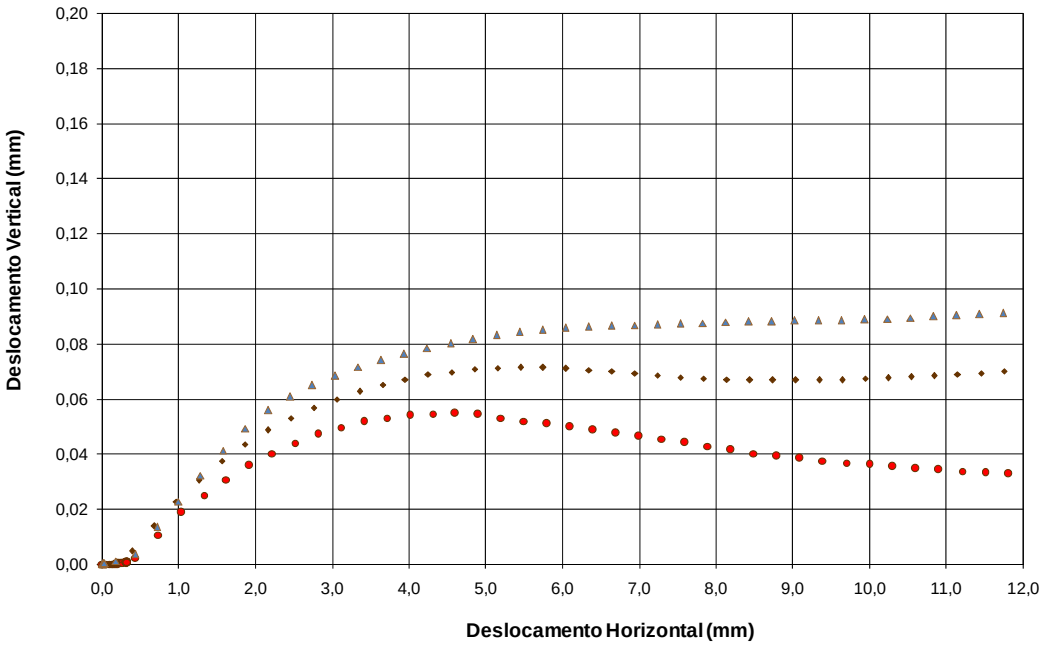
(b)

Figura 8.5 - Solo Vermelho compactado: (a) tensão cisalhante x deslocamento, (b) variação de altura durante os ensaios.

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0310927/CA



(a)



(b)

Figura 8.6 - Solo Marrom compactado: (a) tensão cisalhante x deslocamento, (b) variação de altura durante os ensaios.

Conforme mostram as figuras, as curvas tensão-deformação não apresentam pico de resistência para as tensões normais investigadas. Independente do carregamento normal aplicado, os corpos-de-prova no início do cisalhamento contraem. Após 5 mm de deslocamento horizontal, alguns corpos-de-prova tendem a expandir, mas não chegam a recuperar a altura inicial.

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0310927/CA

Foram determinadas as envoltórias de resistência para os deslocamentos de 6 mm e de 12 mm de acordo com o critério de Mohr-Coulomb. As envoltórias são apresentadas na Figura 8.7 e na Figura 8.8. Os parâmetros de resistência encontrados estão resumidos na Tabela 8.2.

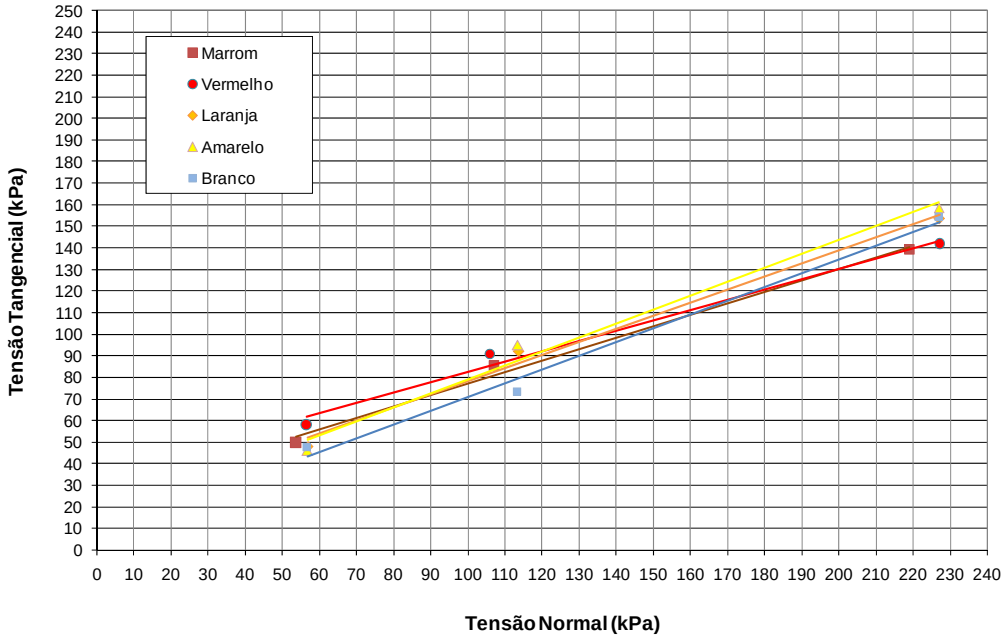


Figura 8.7 – Envoltória de resistência dos solos compactados para deslocamento de 12 mm assumindo como válido o critério de Mohr-Coulomb.

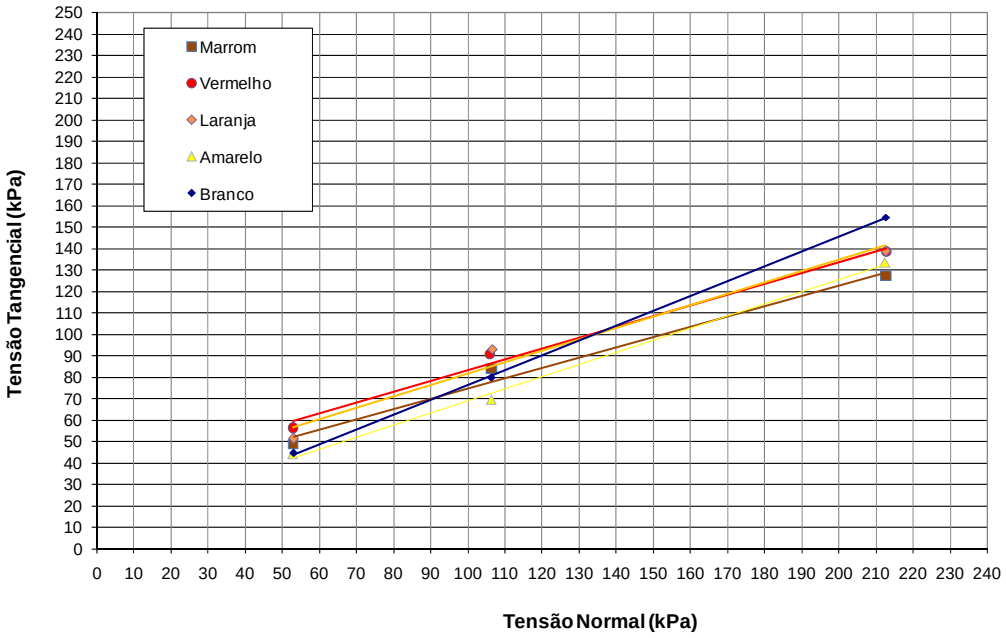


Figura 8.8 – Envoltória de resistência dos solos compactados para deslocamento de 6 mm assumindo como válido o critério de Mohr-Coulomb.

A variação dos parâmetros de resistência de Mohr-Coulomb para a envoltória ajustada para 12 mm de deslocamento e para 6 mm de deslocamento é

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0310927/CA

praticamente nula. O parâmetro coesivo aumenta do solo Branco para o solo Vermelho e apresenta um decréscimo para o solo Marrom. Nota-se o mesmo comportamento para o ângulo de atrito considerando o deslocamento de 12 mm. Para o deslocamento de 6 mm o ângulo de atrito sempre decresce com o intemperismo.

Tabela 8.2 – Resumo dos ensaios de cisalhamento direto para os solos compactados.

Solo	***Coesão (c) (kPa)***	***Ângulo de atrito (ϕ) (°)***	***Coesão (c) kPa***	***Ângulo de atrito (ϕ) (°)***
	Deslocamento de 12 mm		***Deslocamento de 6 mm***	
Marrom	24,1	28,0	26,9	25,6
Vermelho	34,6	25,5	32,6	26,7
Laranja	17,3	31,2	28,4	27,9
Amarelo	14,2	32,9	12,4	29,4
Branco	7,1	32,5	7,1	34,6

8.1.2.2. Ensaio de Compressão Simples

Os ensaios de compressão simples foram realizados em corpos-de-prova de 5 cm de diâmetro e 10 cm de altura. Para a obtenção de corpos-de-prova com diferentes teores de umidade, os mesmos foram secos ou umedecidos a partir da umidade de compactação, conforme descrito no item 8.1.1. A expansão ou contração dos corpos-de-prova decorrentes da alteração no teor de umidade era livre. Os teores de umidade nos quais os corpos de prova foram ensaiados situavam-se entre 0% e 39%.

Optou-se por ensaiar os corpos-de-prova à velocidade constante de 0,5 mm/min, velocidade recomendada pela norma brasileira (ABNT, 1992). Oliveira (2004), em ensaios de compressão simples, observou que a velocidade não influencia a resistência à compressão não-confinada. O autor citado realizou ensaios de compressão simples em solo residual compactado em velocidades de cisalhamento variando entre 0,03 e 0,5 mm/min. Após o ensaio a umidade final era determinada. Este teor de umidade era correlacionado com a sucção matricial através da curva característica do solo. A duração total do ensaio variou conforme o teor de umidade do corpo-de-prova, sendo que os de umidade mais baixa rompiam em menor tempo. Considerando os corpos-de-prova próximos à saturação, o tempo de ensaio dificilmente ultrapassava 10 minutos. Pelo pouco tempo que ficavam expostos ao ar, considerou-se que não ocorriam variações no teor de umidade do corpo-de-prova durante o ensaio. Portanto, os ensaios foram conduzidos com drenagem ao ar e umidade constante.

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0310927/CA

A sucção dos corpos-de-prova foi determinada indiretamente, correlacionando o teor de umidade do solo ao final do ensaio com a curva característica do material. Ressalta-se que o valor da sucção corresponde ao teor de umidade médio do corpo-de-prova e que durante o cisalhamento podem ocorrer variações locais de umidade, principalmente na zona de ruptura.

Os índices físicos foram calculados para todos os corpos-de-prova e seus valores são apresentados nas tabelas 8.3 a 8.7. A partir das curvas tensão – deformação foi calculado o módulo inicial dos corpos-de-prova para pequenas deformações, normalmente menor do que 0,5%, que está representado nas tabelas por E.

Tabela 8.3 – Índices físicos dos corpos-de-prova Branco compactados submetidos à compressão uniaxial.

	Amostra	***σ1 (kPa)***	***$w_{inicial}$ (%)***	***$w_{grav.}$ (%)***	***$w_{vol.}$ (%)***	***γ (kN/m³)***	***γ_d (kN/m³)***	***ρ_{real} (g/cm³)***	***e***	***S (%)***	***E (kPa)***
1	2.4056.07	33,10	16,00	4,33	7,88	18,62	17,85	2,699	0,48	24,37	1132
2		49,91	16,00	4,45	8,04	18,52	17,73	2,699	0,49	24,50	14743
3		48,38	16,00	6,47	11,62	18,75	17,61	2,699	0,50	34,93	3638
4		43,54	16,00	6,67	11,66	18,30	17,16	2,699	0,54	33,32	4295
5		55,51	16,00	7,83	13,94	18,85	17,48	2,699	0,51	41,42	2369
6		56,79	16,00	9,00	15,63	18,57	17,04	2,699	0,55	44,17	2894
7		66,46	16,00	11,32	20,36	19,64	17,65	2,699	0,50	61,08	7276
8		58,31	16,00	11,33	20,44	19,70	17,69	2,699	0,50	61,18	4571
9		56,53	16,00	13,28	24,08	20,15	17,78	2,699	0,49	73,17	1144
10		39,98	16,00	14,93	26,80	20,23	17,61	2,699	0,50	80,61	899
11		55,00	16,00	20,01	34,60	20,35	16,96	2,699	0,56	96,45	1171
12		29,28	16,00	22,32	36,41	19,58	16,01	2,699	0,65	92,67	311
13		12,48	16,00	22,52	37,70	20,12	16,42	2,699	0,61	99,66	542
14		25,46	16,00	23,18	37,87	19,74	16,03	2,699	0,65	96,27	326
15		19,61	16,00	23,89	39,18	19,93	16,09	2,699	0,65	99,20	320
16		26,23	16,00	24,08	38,92	19,67	15,86	2,699	0,67	97,00	572

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0310927/CA

Tabela 8.4 – Índices físicos dos corpos-de-prova Amarelo compactados submetidos à compressão uniaxial.

	Amostra	σ_1 (kPa)	$w_{inicial}$ (%)	$w_{grav.}$ (%)	$w_{vol.}$ (%)	γ (kN/m³)	γ_d (kN/m³)	ρ_{real} (g/cm³)	e	S (%)	E (kPa)
1	2.4058.07	84,54	19,00	0,00	0,00	17,21	17,21	2,749	0,57	0,00	7490
2		47,62	19,00	0,90	1,56	17,17	17,01	2,749	0,59	4,19	7057
3		85,31	19,00	0,90	1,57	17,27	17,12	2,749	0,58	4,27	11072
4		107,72	19,00	3,38	5,98	17,92	17,33	2,749	0,56	16,61	11641
5		78,94	19,00	5,10	8,90	17,98	17,11	2,749	0,58	24,17	1455
6		86,07	19,00	7,00	12,15	18,22	17,03	2,749	0,58	33,18	1184
7		83,52	19,00	8,44	14,21	17,92	16,52	2,749	0,63	36,83	4691
8		48,38	19,00	9,96	16,77	18,15	16,51	2,749	0,63	43,48	915
9		73,85	19,00	10,40	17,45	18,17	16,46	2,749	0,64	44,67	2476
10		68,25	19,00	10,80	17,93	18,05	16,29	2,749	0,66	44,99	1572
11		69,52	19,00	14,70	24,89	19,06	16,61	2,749	0,62	65,18	3257
12		42,02	19,00	15,19	25,60	19,04	16,53	2,749	0,63	66,27	3183
13		57,55	19,00	17,20	29,13	19,47	16,61	2,749	0,62	76,27	2761
14		50,93	19,00	18,47	31,06	19,55	16,50	2,749	0,63	80,58	2037
15		50,17	19,00	19,70	32,56	19,41	16,21	2,749	0,66	82,06	1625
16		46,35	19,00	21,82	35,53	19,46	15,97	2,749	0,69	86,94	3682
17		42,53	19,00	23,23	37,97	19,76	16,03	2,749	0,68	93,92	1777
18		28,01	19,00	26,04	41,13	19,53	15,50	2,749	0,74	96,73	606
19		18,33	19,00	29,21	44,19	19,18	14,84	2,749	0,82	97,94	201
20		15,53	19,00	29,68	44,84	19,22	14,82	2,749	0,82	99,52	5992

Tabela 8.5 – Índices físicos dos corpos-de-prova Laranja compactados submetidos à compressão uniaxial.

	Amostra	σ_1 (kPa)	$w_{inicial}$ (%)	$w_{grav.}$ (%)	$w_{vol.}$ (%)	γ (kN/m³)	γ_d (kN/m³)	ρ_{real} (g/cm³)	e	S (%)	E (kPa)
1	2.4057.07	98,29	22,50	3,30	5,48	16,84	16,30	2,739	0,65	14,02	5766
2		145,40	22,50	4,40	7,22	16,47	15,77	2,739	0,7	17,22	1273
3		129,11	22,50	8,00	13,38	17,72	16,41	2,739	0,64	34,16	20249
4		111,54	22,50	9,10	14,99	16,92	15,52	2,739	0,73	33,98	6439
5		128,34	22,50	10,30	16,82	17,67	16,03	2,739	0,68	41,35	11860
6		98,55	22,50	11,13	18,11	17,74	15,97	2,739	0,68	44,81	572
7		97,53	22,50	12,81	21,28	18,39	16,30	2,739	0,65	53,98	7162
8		78,43	22,50	16,46	26,47	18,38	15,78	2,739	0,70	64,39	5252
9		104,91	22,50	18,03	28,47	18,28	15,49	2,739	0,73	67,66	2387
10		50,93	22,50	25,42	40,04	19,38	15,45	2,739	0,74	94,09	2037
11		49,15	22,50	28,21	43,07	19,20	14,98	2,739	0,79	97,81	1289
12		16,81	22,50	30,71	45,16	18,86	14,43	2,739	0,86	97,80	326
13		38,20	22,50	31,99	46,11	18,67	14,14	2,739	0,90	97,34	579
14		4,33	22,50	32,67	46,78	18,63	14,05	2,739	0,91	98,34	105

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0310927/CA

Tabela 8.6 – Índices físicos dos corpos-de-prova Vermelho compactados submetidos à compressão uniaxial.

	Amostra	σ_1 (kPa)	$w_{inicial}$ (%)	$w_{grav.}$ (%)	$w_{vol.}$ (%)	γ (kN/m³)	γ_d (kN/m³)	ρ_{real} (g/cm³)	e	S (%)	E (kPa)
1	2.4059.07	90,15	24,00	4,12	6,70	16,62	15,96	2,807	0,73	15,82	585
2		140,57	24,00	7,07	11,43	16,97	15,85	2,807	0,74	26,83	8149
3		158,65	24,00	11,21	17,57	17,11	15,38	2,807	0,79	39,81	5030
4		208,05	24,00	15,15	24,10	17,97	15,61	2,807	0,76	55,94	11641
5		160,43	24,00	19,18	29,45	17,95	15,07	2,807	0,83	64,85	1273
6		131,14	24,00	20,87	32,20	18,30	15,14	2,807	0,82	71,42	2425
7		79,96	24,00	25,21	38,42	18,72	14,95	2,807	0,84	84,22	1395
8		73,34	24,00	28,51	41,74	18,46	14,36	2,807	0,92	86,98	3105
9		42,02	24,00	31,82	45,21	18,37	13,94	2,807	0,98	91,14	1520
10		17,83	24,00	35,68	48,08	17,93	13,22	2,807	1,08	92,73	149
11		19,86	24,00	38,59	51,63	18,19	13,12	2,807	1,10	98,47	316
12		12,73	24,00	39,00	51,74	18,09	13,01	2,807	1,12	97,74	324

Tabela 8.7 – Índices físicos dos corpos-de-prova Marrom compactados submetidos à compressão uniaxial.

	Amostra	σ_1 (kPa)	$w_{inicial}$ (%)	$w_{grav.}$ (%)	$w_{vol.}$ (%)	γ (kN/m³)	γ_d (kN/m³)	ρ_{real} (g/cm³)	e	S (%)	E (kPa)
1	2.4060.07	741,53	24,00	3,60	5,90	16,66	16,08	2,740	0,67	14,72	14743
2		532,72	24,00	5,40	8,91	17,07	16,19	2,740	0,66	22,42	10074
3		628,22	24,00	9,70	15,70	17,42	15,88	2,740	0,69	38,52	29030
4		581,87	24,00	9,90	15,91	17,32	15,76	2,740	0,70	38,74	653
5		571,68	24,00	12,60	20,12	17,64	15,67	2,740	0,72	47,92	19929
6		606,57	24,00	14,81	23,44	17,82	15,52	2,740	0,73	55,58	55723
7		398,52	24,00	15,59	24,49	17,81	15,41	2,740	0,74	57,71	9431
8		387,57	24,00	19,01	29,80	18,30	15,38	2,740	0,75	69,41	81618
9		219,76	24,00	20,24	31,96	18,63	15,49	2,740	0,73	75,94	1132
10		129,11	24,00	23,62	37,17	19,08	15,44	2,740	0,74	87,41	10042
11		61,62	24,00	26,73	41,63	19,36	15,28	2,740	0,76	96,33	3251
12		53,73	24,00	27,54	41,99	19,07	14,95	2,740	0,80	94,30	1132
13		37,43	24,00	28,42	42,82	18,98	14,78	2,740	0,82	94,93	1306
14		56,79	24,00	28,64	43,50	19,17	14,90	2,740	0,80	98,06	698
15		34,63	24,00	28,90	43,52	19,04	14,77	2,740	0,82	96,54	2144
16		16,81	24,00	31,60	45,89	18,75	14,25	2,740	0,89	97,23	621

Os modos de ruptura ocorriam, na maioria das vezes, em planos diagonais bem definidos, principalmente para teores de umidade iguais ou inferiores ao teor de umidade ótimo. No entanto, também ocorrem planos de ruptura próximos à vertical, rupturas no terço superior do corpo-de-prova, ou, nos casos em que o teor de umidade era bastante elevado a ruptura do tipo dúctil. A Figura 8.9 exemplifica as formas de ruptura citadas no texto e observadas nos ensaios de compressão simples dos solos compactados. Embora apresentassem esses diferentes comportamentos na ruptura, nenhum resultado de corpo-de-prova foi descartado nas análises.

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0310927/CA

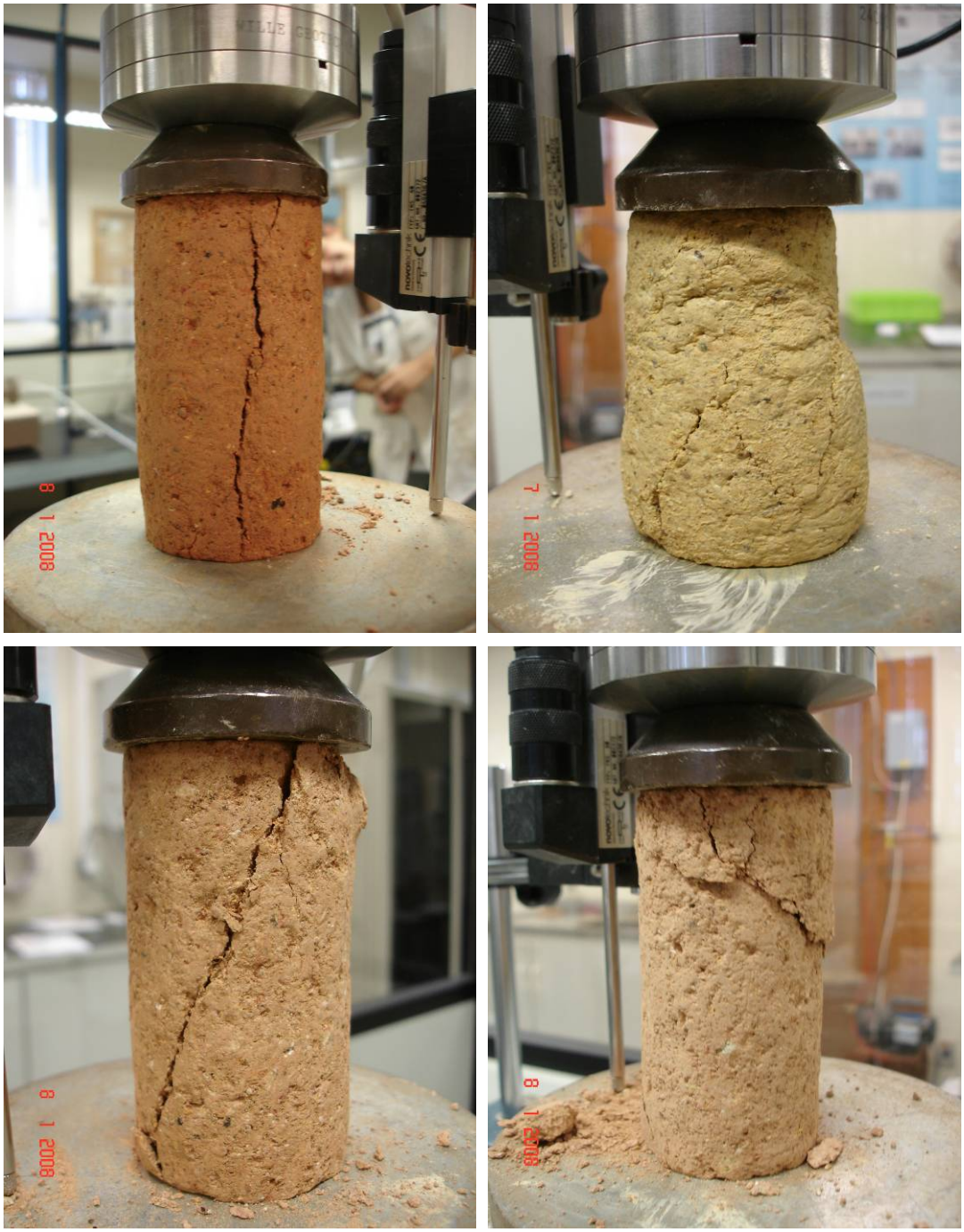


Figura 8.9 – Modos de ruptura dos corpos-de-prova compactados. (a) Plano de ruptura vertical. (b) Sem plano de ruptura definido. (c) Plano de ruptura inclinado. (d) Ruptura no topo do corpo-de-prova.

Nas Figura 8.10 a Figura 8.14 são apresentadas as curvas de resistência à compressão simples versus a deformação do corpo-de-prova para os solos Branco, Amarelo, Laranja, Vermelho e Marrom. Observa-se que quanto menor o teor de umidade, menor é a deformação axial na ruptura.

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0310927/CA

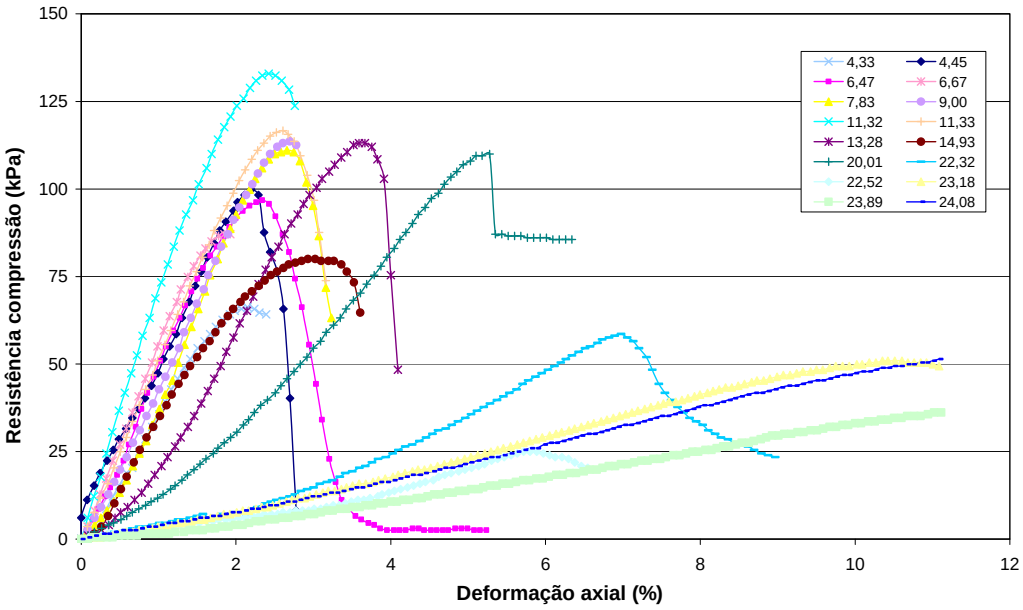


Figura 8.10 – Curvas tensão / deformação dos ensaios de compressão simples para o Solo Branco compactado.

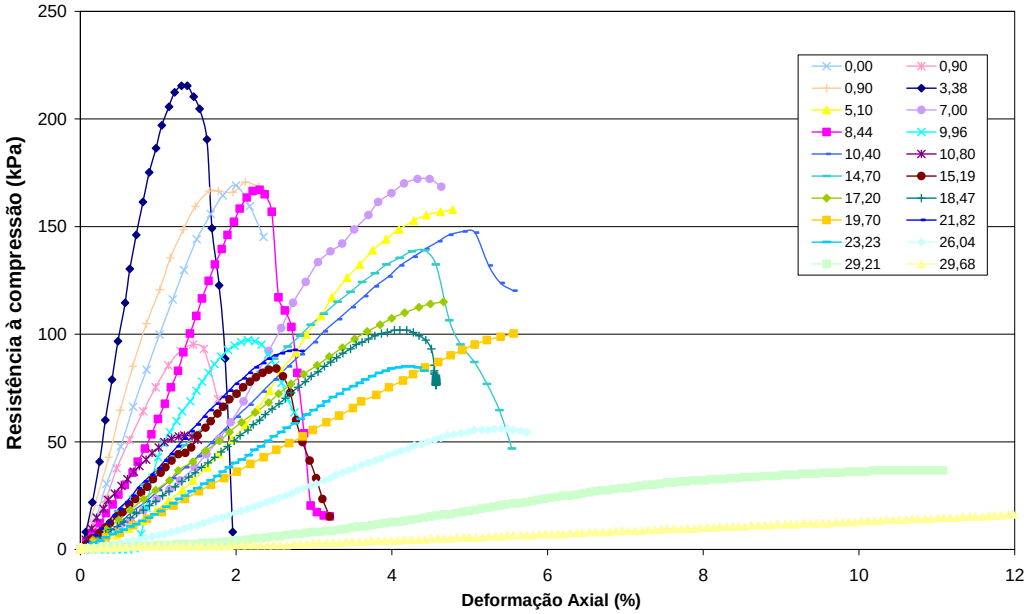


Figura 8.11 – Curvas tensão / deformação dos ensaios de compressão simples para o Solo Amarelo compactado.

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0310927/CA

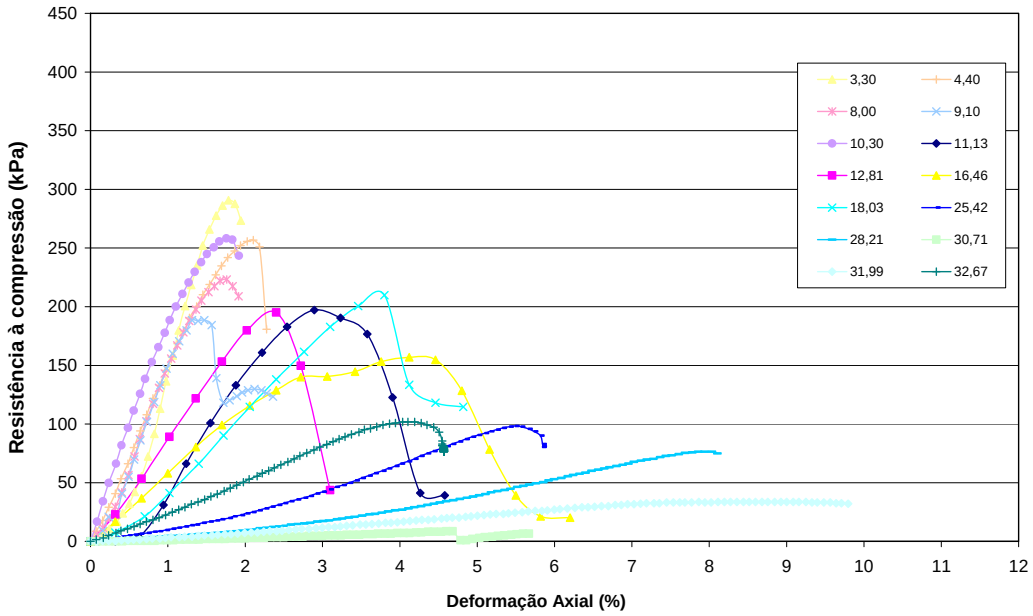


Figura 8.12 – Curvas tensão / deformação dos ensaios de compressão simples para o Solo Laranja compactado.

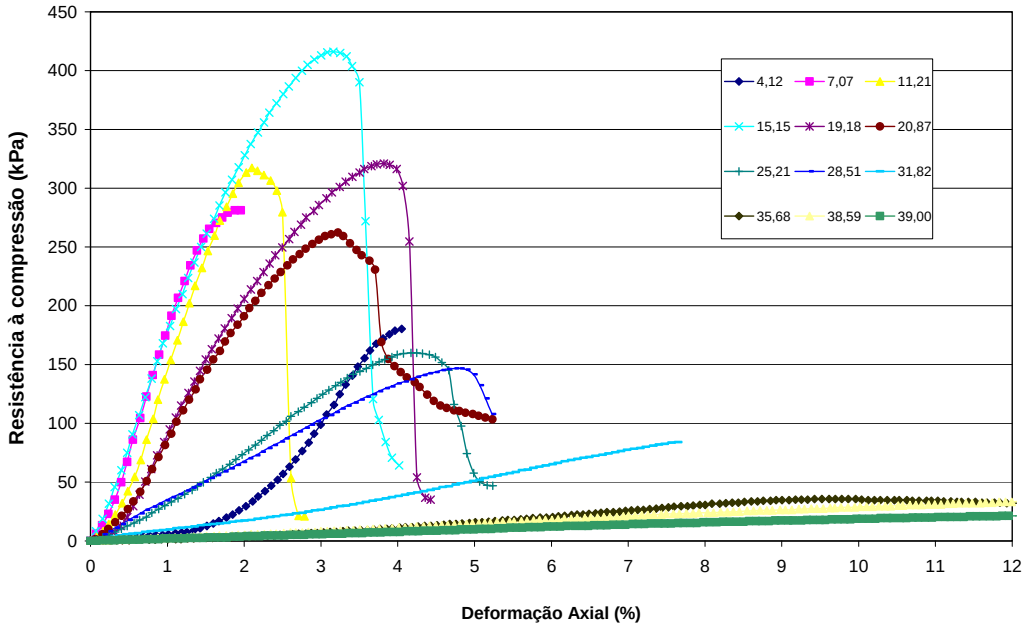


Figura 8.13 – Curvas tensão / deformação dos ensaios de compressão simples para o Solo Vermelho compactado.

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0310927/CA

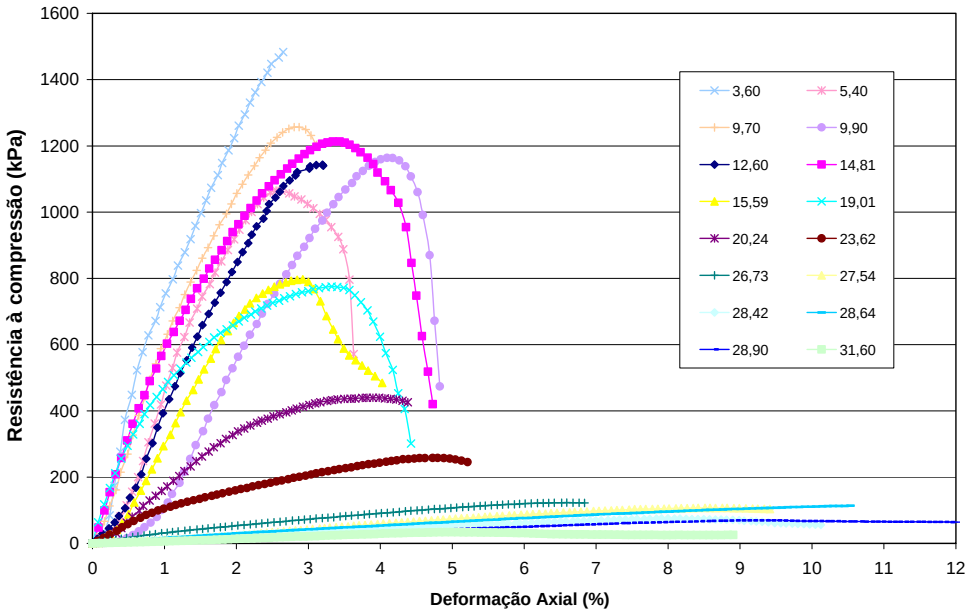


Figura 8.14 – Curvas tensão / deformação dos ensaios de compressão simples para o Solo Marrom compactado.

A variação do módulo de deformação inicial em função do grau de saturação para todos os corpos-de-prova ensaiados é apresentada na Figura 8.15. No primeiro gráfico, em escala de 0 a 90.000 kPa para o módulo, dois corpos-de-prova do solo marrom apresentam um módulo de elasticidade bastante superior aos demais, inclusive aos outros pontos do solo Marrom. No segundo gráfico, em escala de 0 a 30.000 kPa, excluindo-se os dois pontos citados, observa-se ainda grande dispersão dos resultados.

A Figura 8.16 apresenta as variações dos módulos em função do grau de saturação, separadamente para cada solo. O solo Marrom tem o maior módulo no grau de saturação de 70% com 82 MPa, seguido do solo Laranja com 20 MPa em 34% de grau de saturação. Os solos Vermelho e Amarelo apresentaram módulo de 12 MPa e o solo Branco tem o menor módulo com apenas 7 MPa. Alguns corpos-de-prova que apresentam valores de módulo iniciais baixos – como, por exemplo, o corpo-de-prova laranja de teor de umidade igual a 11% – tem o seu trecho inicial da curva tensão-deformação com formato côncavo, ou seja, apresentam deformação considerável para pequena carga. Após certa deformação, esses corpos-de-prova recuperam sua capacidade de carga e a curva tensão-deformação inverte sua concavidade. A baixa rigidez dos corpos-de-prova no trecho inicial das curvas tensão-deformação é decorrente da existência de cavidades (fissuras, poros) nos solos e, também “assentamento” do *cap* superior e da célula de carga no topo da amostra. Esse fato conduz a um valor irreal (baixo) para o módulo inicial. Nesses casos, o módulo para as deformações de 1,5% refletem melhor a rigidez do solo em comparação ao módulo equivalente à deformação de 0,5%.

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0310927/CA

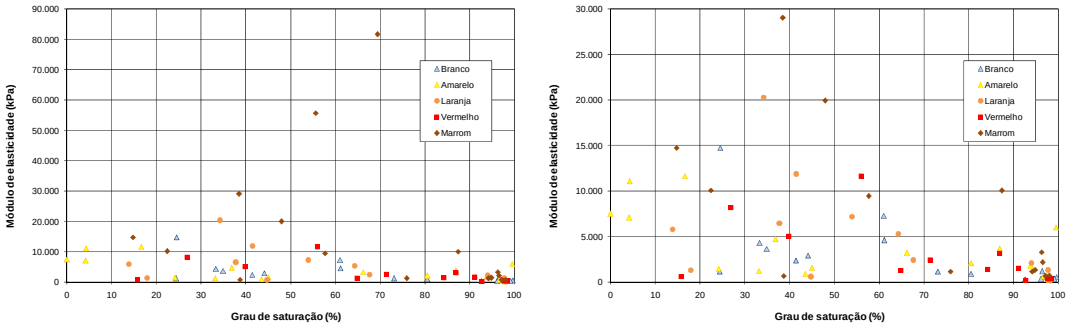
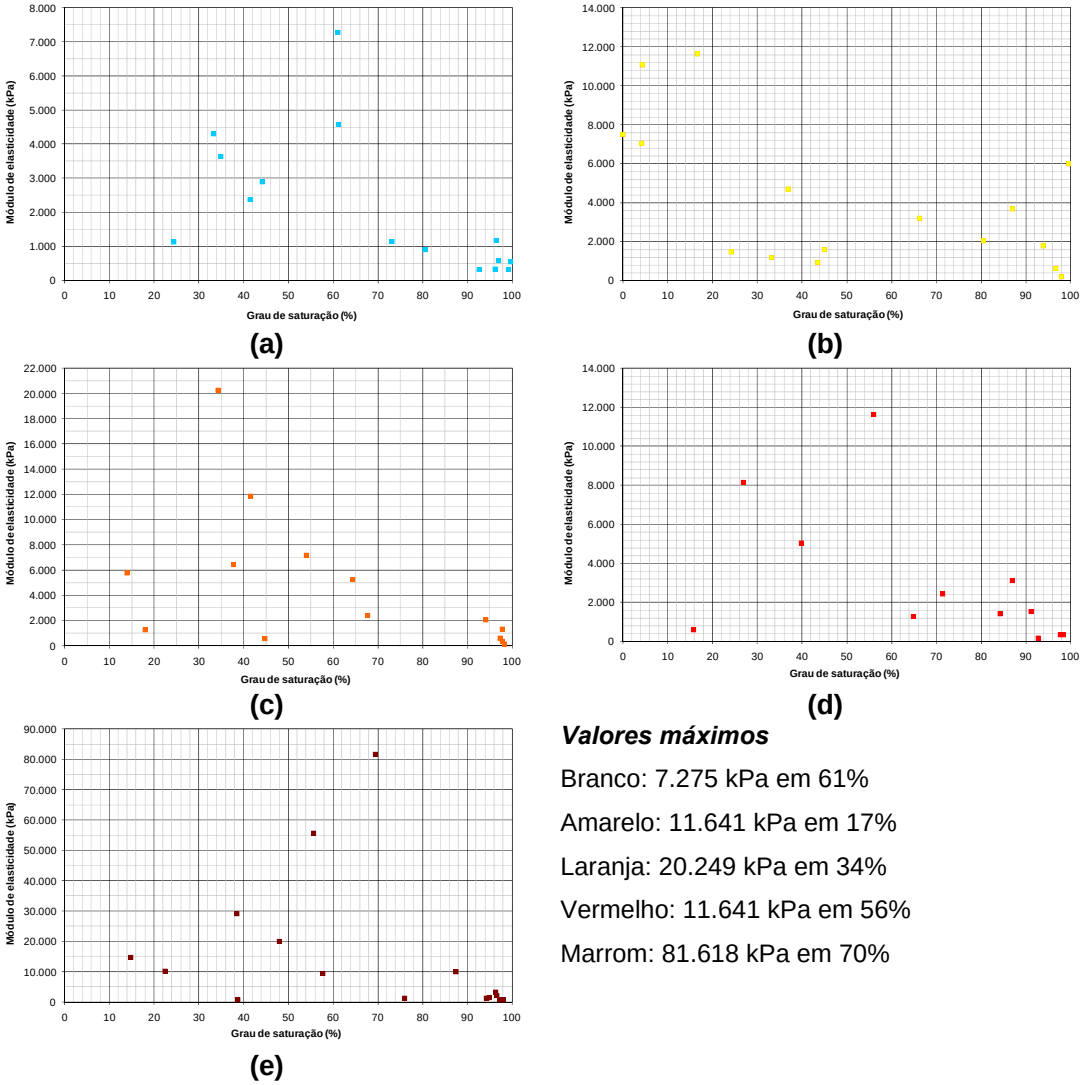


Figura 8.15 – Módulos de deformação em função do grau de saturação dos corpos-de-prova. (a) Escala de 0 a 90.000 kPa. (b) Escala de 0 a 30.000 kPa.



Valores máximos

Branco: 7.275 kPa em 61%

Amarelo: 11.641 kPa em 17%

Laranja: 20.249 kPa em 34%

Vermelho: 11.641 kPa em 56%

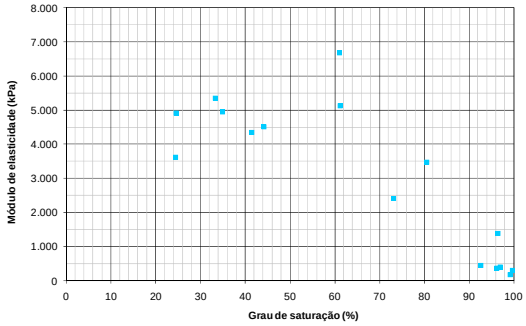
Marrom: 81.618 kPa em 70%

Figura 8.16 – Módulos de deformação em função do grau de saturação dos corpos-de-prova. (a) Solo Branco compactado. (b) Solo Amarelo compactado. (c) Solo Laranja compactado. (d) Solo Vermelho compactado. (e) Solo Marrom compactado.

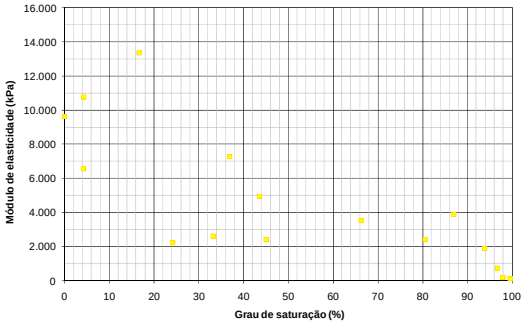
Na Figura 8.17 estão apresentados os módulos para deformação axial de 1,5% para os solos compactados. Os valores máximos de E obtidos para a deformação de 1,5% são bastante próximos aos obtidos para a deformação inicial (inferior a 0,5%)

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0310927/CA

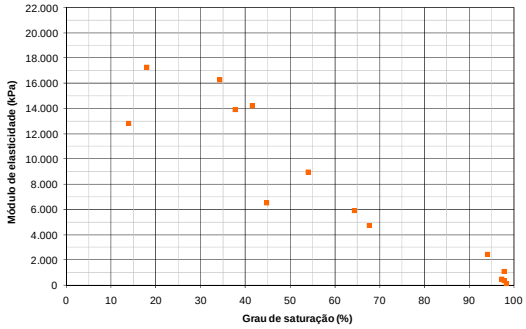
apresentados na Figura 8.16. No entanto, com a deformação de 1,5% é mais clara a dependência da rigidez do corpo-de-prova com o grau de saturação. O valor do módulo aumenta com a diminuição do grau de saturação para todos os solos. Na Figura 8.18 os resultados são traçados em conjunto para os solos Branco, Amarelo, Laranja, Vermelho e Marrom. Visualiza-se a maior rigidez do solo Marrom em relação aos demais.



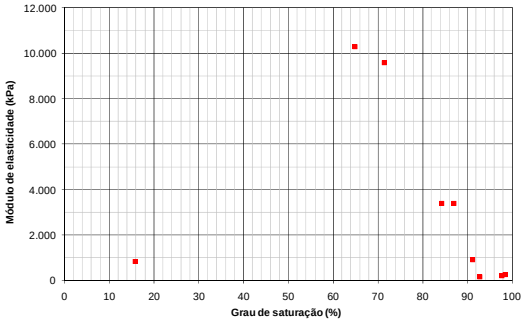
(a)



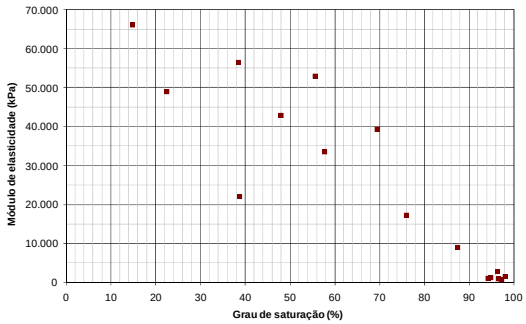
(b)



(c)



(d)



(e)

Valores máximos

Branco: 6.672 kPa em 61%

Amarelo: 13.373 kPa em 17%

Laranja: 17.285 kPa em 18%

Vermelho: 10.280 kPa em 65%

Marrom: 66.040 kPa em 15%

Figura 8.17 – Módulos iniciais para a deformação de 1,5% em função do grau de saturação dos corpos-de-prova. (a) Solo Branco compactado. (b) Solo Amarelo compactado. (c) Solo Laranja compactado. (d) Solo Vermelho compactado. (e) Solo Marrom compactado.

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0310927/CA

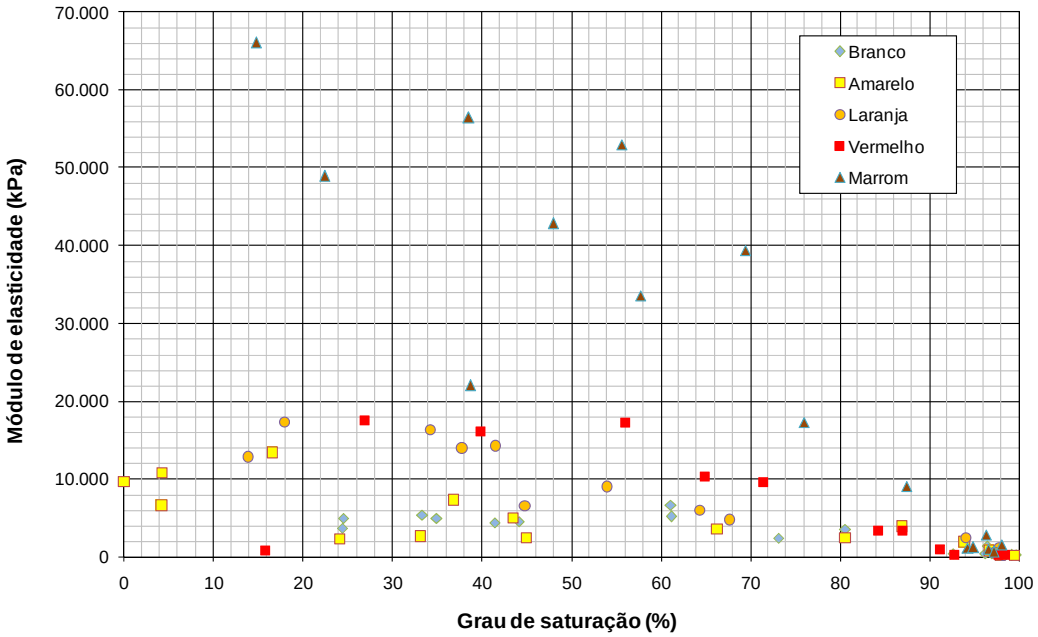


Figura 8.18 – Módulos iniciais para deformação de 1,5% em função do grau de saturação dos corpos-de-prova.

A partir da análise da variação dos índices físicos dos corpos-de-prova ensaiados, é possível avaliar o comportamento dos solos em relação à variação volumétrica em função do teor de umidade. Na Figura 8.19 estão apresentadas as variações dos índices de vazios (e) em função dos teores de umidade gravimétrica (w). Os pontos cheios são as amostras que secaram ou umedeceram a partir do teor de umidade ótima, que está representado por um ponto vazado. Observa-se que para teores de umidade mais elevados, as variações de volume são maiores e à medida que o teor de umidade diminui estas variações passam a ser menores. Para cada solo existe um teor de umidade a partir do qual as variações volumétricas são praticamente nulas e que podem ser determinadas pelo encontro das duas retas ajustadas nas curvas de e x w (%). Esses valores estão descritos na Tabela 8.8. Para o solo Marrom essa umidade é de 9,5%, para o solo Vermelho é de 14%, e para os solos Laranja, Amarelo e Branco são de 17%, 16% e 17%, respectivamente. A sucção matricial equivalente a esses teores de umidade também está apresentada na Tabela 8.8. Esse valor de sucção representa o limite a partir do qual a sucção já não é mais efetiva em relação à contração volumétrica dos solos. Esses parâmetros serão utilizados na análise dos resultados dos ensaios. O teor de umidade a partir do qual não ocorrem variações de volume nas amostras será denominado neste trabalho de “limite de contração”.

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0310927/CA

Tabela 8.8 – Condições de variação nula de volume para os solos compactados.

Solo	***Teor de umidade ótimo (%)***	***Condições de variação nula de volume "Limite de contração"***		
		Teor de umidade (%)	***Grau de saturação (%)***	***Sucção matricial (kPa)***
Marrom	24	9,5	35,1	43.000
Vermelho	23,8	14,0	47,3	2.330
Laranja	22,9	17,0	63,0	440
Amarelo	18,9	16,0	73,3	310
Branco	16,2	17,0	90,0	90

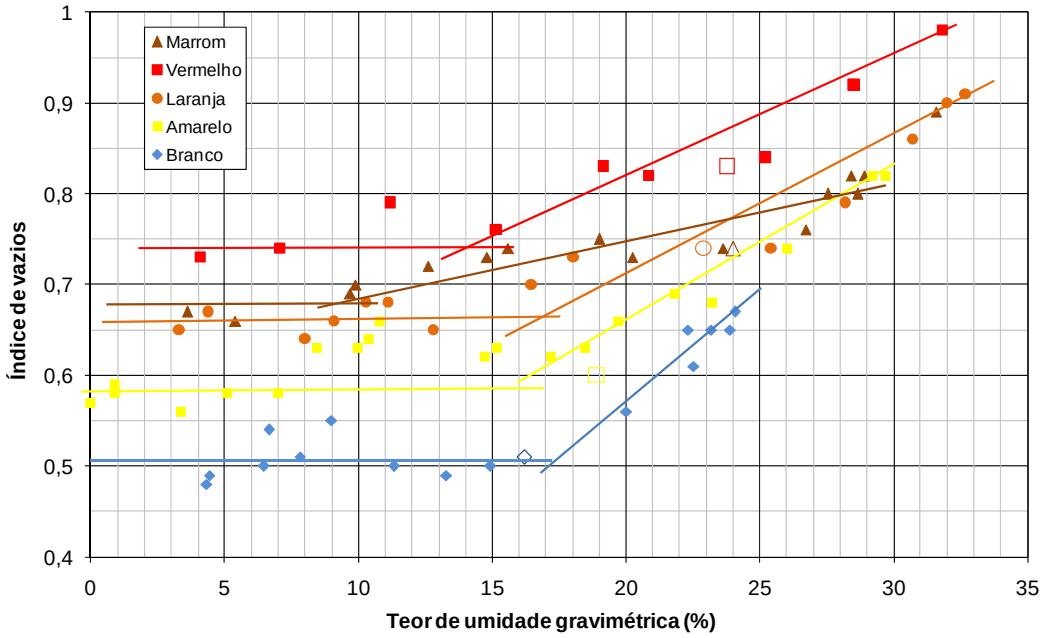


Figura 8.19 – Variação do índice de vazios em função da umidade gravimétrica para os solos compactados.

As Figuras 8.20 a 8.34 apresentam os resultados dos ensaios de compressão uniaxial correlacionados com outros parâmetros dos solos. Nos gráficos, o valor de "Resistência" equivale a $\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$. A Figura 8.20 apresenta a resistência à compressão uniaxial em função do grau de saturação dos corpos-de-prova para o solo Branco. Está indicado nos rótulos dos pontos o valor do índice de vazios de cada corpo-de-prova. A Figura 8.21 apresenta os mesmos ensaios de resistência à compressão uniaxial agora em função do teor de umidade gravimétrica. No mesmo gráfico está representado o limite de plasticidade do solo (linha azul, LP), o limite de variação volumétrica nula (linha azul, LC) e as áreas de sucção capilar e sucção residual (áreas lilás), limitadas pelo teor de umidade de entrada de ar (24%) e o teor

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0310927/CA

de umidade residual (0,5%). Esses limites foram definidos pela curva característica de sucção do solo (ver Capítulo 6).

Não foi possível a obtenção de corpos-de-prova em teores de umidade superiores a 24%, valor da entrada de ar deste solo e próximo ao limite de plasticidade de 23%, porque o solo não “retinha” a água adicionada a ele. Também não foi possível a obtenção de corpos-de-prova em teores de umidade inferiores a 4% pois o solo não apresentava coesão e “se desmanchava”.

Tanto na Figura 8.20 como na Figura 8.21 visualiza-se um aumento da resistência a partir do estado saturado com a diminuição do grau de saturação até o valor de 60% (teor de umidade em torno de 13%), e uma diminuição da resistência para valores de saturação inferiores a esse. O limite de plasticidade, o valor de entrada de ar e o teor de umidade residual parecem não ter relação com o teor de umidade para o qual o solo apresenta resistência máxima. Os corpos-de-prova foram compactados no teor de umidade ótimo, que para esse solo é igual a 16%. O ponto de resistência à compressão máxima é inferior ao teor de umidade ótimo do solo, e este parâmetro também parece não ter relação com o pico de resistência.

Observa-se que os valores de índice de vazios dos corpos-de-prova variam entre 0,48, para os menores teores de umidade, a 0,67, para os maiores teores de umidade. Na Figura 8.22(a) apresenta-se a variação do índice de vazios com a resistência não confinada. Embora a resistência apresente um acréscimo com a diminuição do índice de vazios num primeiro momento, esse não parece ser o único parâmetro responsável pelo aumento da resistência, pois mesmo com a estabilização do índice de vazios a resistência continua em ascendência. Na Figura 8.22(b) apresenta-se a variação do índice de vazios com o teor de umidade. Embora pequena, o solo Branco compactado apresenta uma contração de volume com a diminuição do teor de umidade.

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0310927/CA

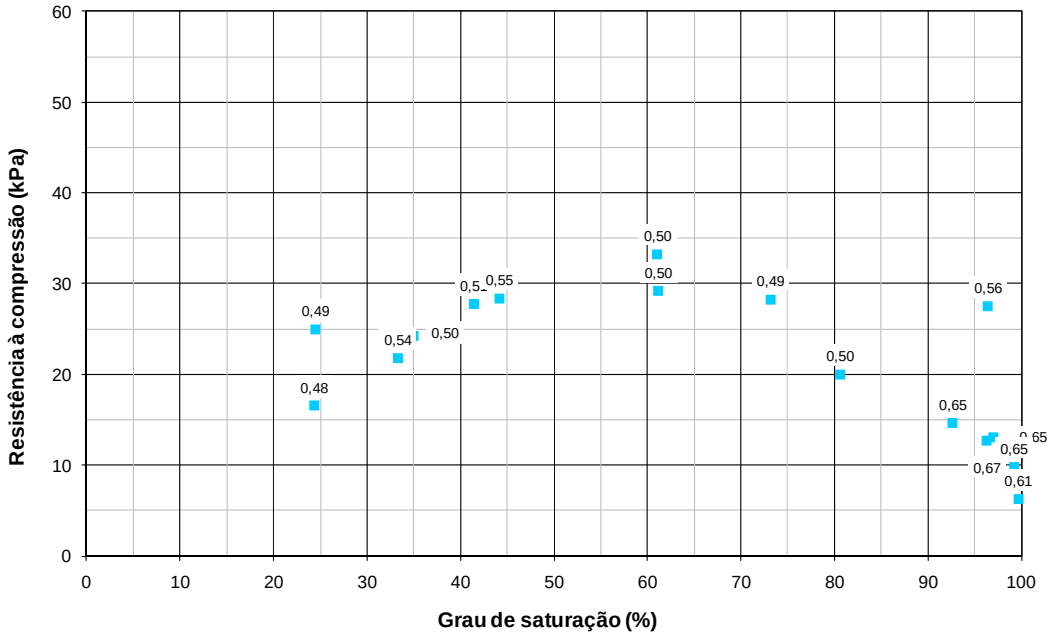


Figura 8.20 – Resistência à compressão não-confinada *versus* Grau de saturação para o solo Branco compactado com identificação do índice de vazios dos corpos-de-prova nos rótulos.

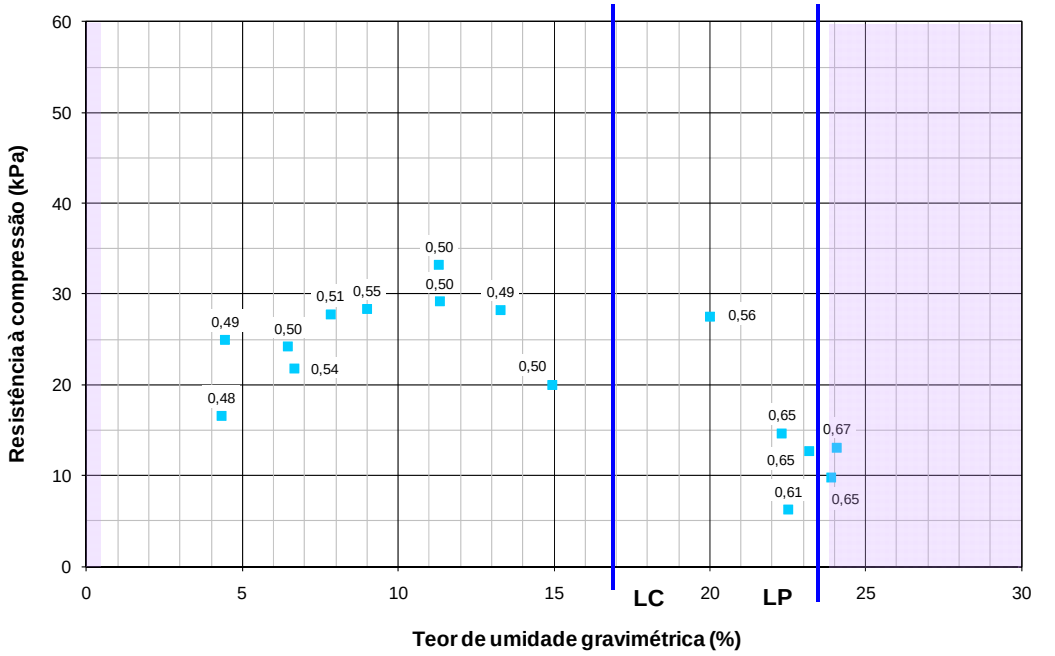
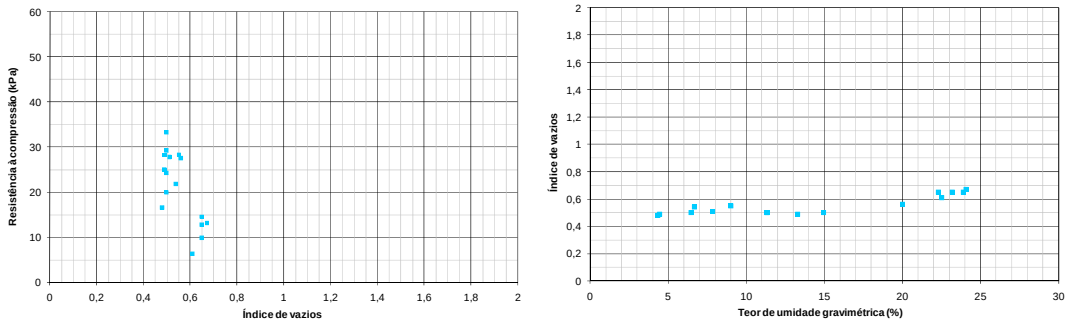


Figura 8.21 – Resistência à compressão não-confinada *versus* Teor de umidade gravimétrica para o solo Branco compactado com identificação do índice de vazios dos corpos-de-prova nos rótulos.

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0310927/CA



(a) **(b)**

Figura 8.22 – Solo Branco compactado. (a) Influência do índice de vazios na resistência à compressão não confinada. (b) Variação do índice de vazios com o teor de umidade.

Na Figura 8.23 e na Figura 8.24 apresentam-se os resultados dos ensaios de compressão uniaxial em função do grau de saturação e do teor de umidade para o solo Amarelo. Assim como no solo Branco, estão representados o limite de plasticidade (LP), o limite de contração (LC) e as áreas de sucção residual e sucção capilar no gráfico de resistência *versus* teor de umidade. O limite de plasticidade desse solo é igual a 27%, o valor de entrada de ar é igual a 29% e o teor de umidade residual é igual a 2,5%.

Observa-se que esse solo no estado compactado apresenta a resistência máxima para o grau de saturação em torno de 15% (no gráfico de teor de umidade em torno de 3,5%). Assim como no solo Branco, a redução do teor de umidade proporciona uma pequena redução do índice de vazios, conforme pode ser observado na Figura 8.25(b). O índice de vazios dos corpos-de-prova variou entre 0,82 e 0,56 sendo que esse parâmetro torna-se constante em torno da umidade de 16%. A diminuição do índice de vazios provoca um aumento da resistência do solo, conforme pode ser visto na Figura 8.25(a).

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0310927/CA

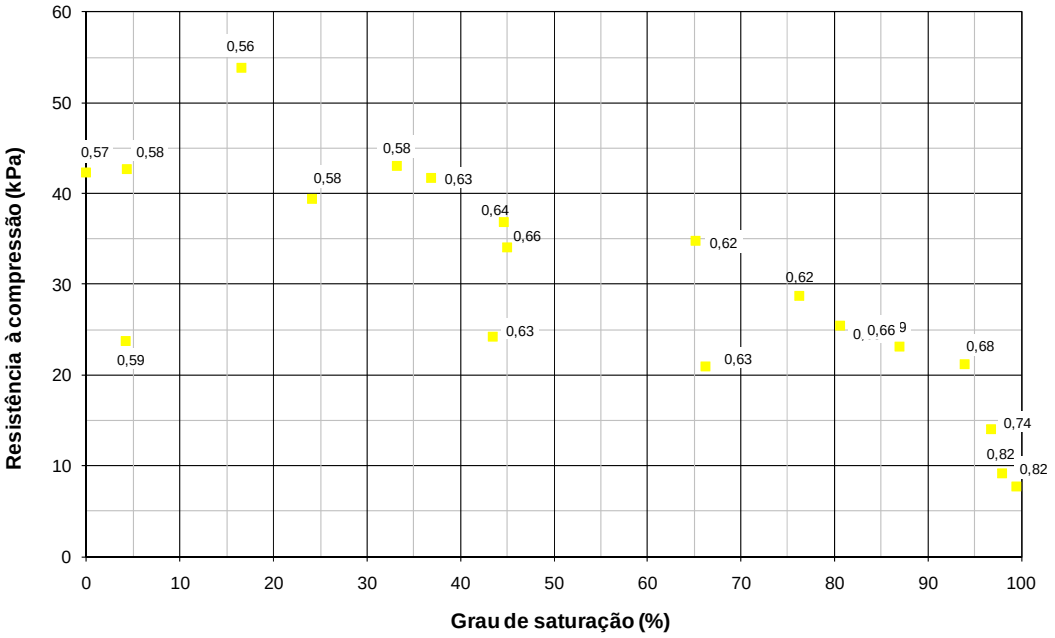


Figura 8.23 – Resistência à compressão não-confinada *versus* Grau de saturação para o solo Amarelo compactado com identificação do índice de vazios dos corpos-de-prova nos rótulos.

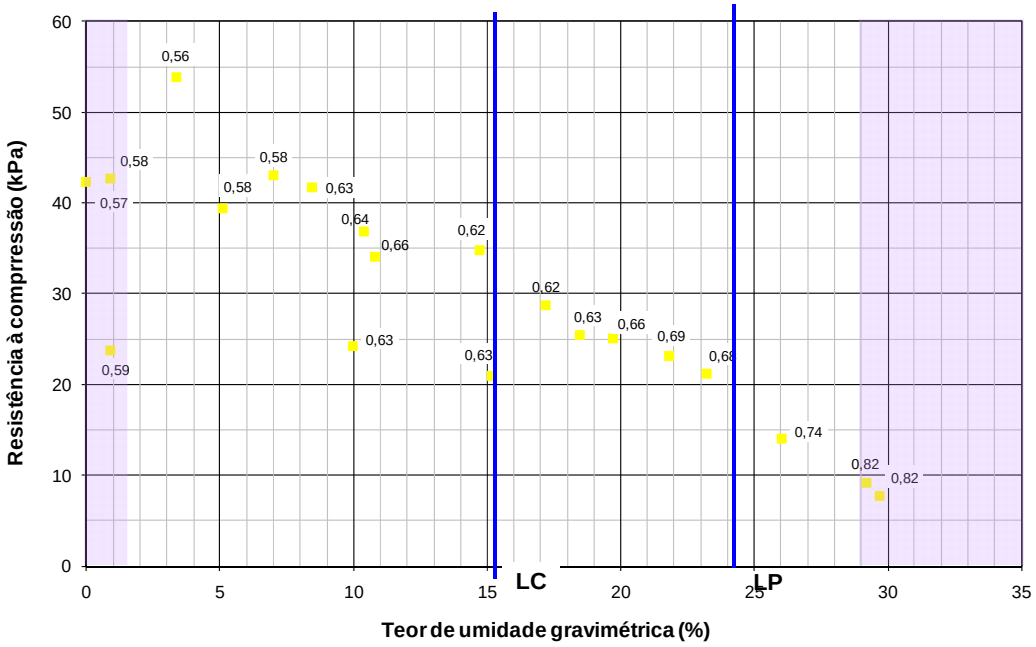
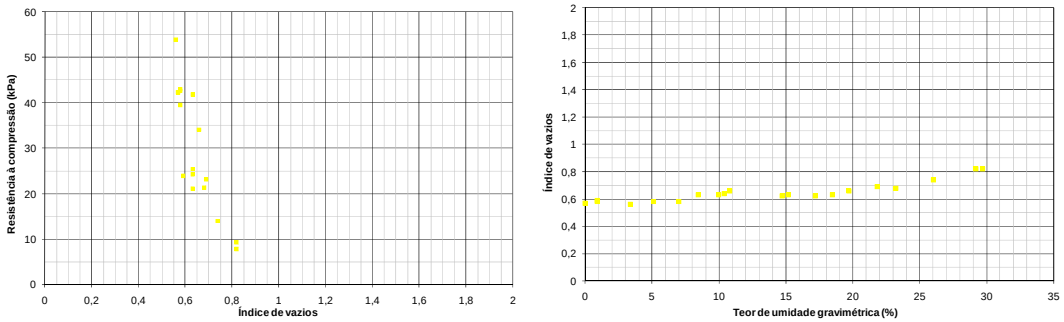


Figura 8.24 – Resistência à compressão não-confinada *versus* Teor de umidade gravimétrica para o solo Amarelo compactado com identificação do índice de vazios dos corpos-de-prova nos rótulos.

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0310927/CA



(a) **(b)**

Figura 8.25 – Solo Amarelo compactado. (a) Influência do índice de vazios na resistência à compressão não confinada. (b) Variação do índice de vazios com o teor de umidade.

Os resultados dos ensaios de compressão não confinada para o solo Laranja são apresentados na Figura 8.26, com a resistência em função do grau de saturação, e na Figura 8.27, de resistência em função do teor de umidade gravimétrica. O limite de plasticidade desse solo, representado na figura por LP é igual a 27%, e o limite de contração é igual a 17% (LC). Os teores de umidade de entrada de ar e residual que delimitam os estados de sucção capilar e sucção residual respectivamente são iguais a 28% e 0,5%. A partir do teor de umidade de 33%, com a secagem do material, observa-se um acréscimo da resistência à compressão. O valor máximo atingido por esse solo é de 73 kPa no teor de umidade de 4%. Um corpo-de-prova foi ensaiado no teor de umidade de 3%, acusando um decréscimo de resistência.

No estado saturado, o índice de vazios do solo é de 0,91 e no estado mais seco ensaiado, no grau de saturação de 14%, o índice de vazios é igual a 0,65. No teor de umidade ótima, estado inicial de todos os corpos-de-prova o índice de vazios do solo é igual a 0,74. A Figura 8.28 resume a variação do índice de vazios em função da umidade e sua relação com a resistência do solo. Há uma clara relação entre o índice de vazios e o teor de umidade.

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0310927/CA

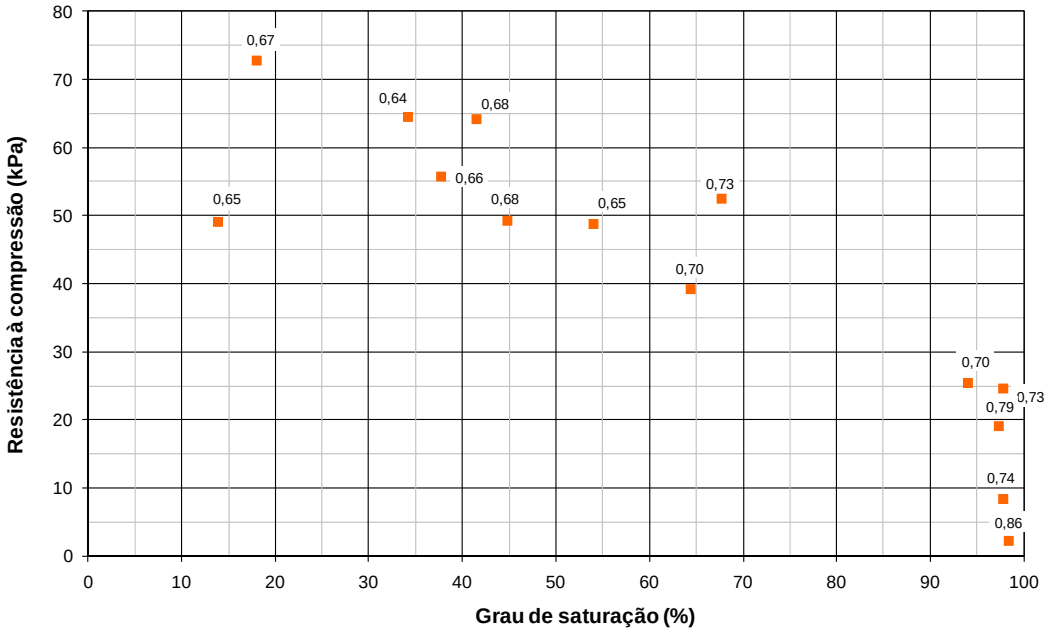


Figura 8.26 – Resistência à compressão não-confinada *versus* Grau de saturação para o solo Laranja compactado com identificação do índice de vazios dos corpos-de-prova nos rótulos.

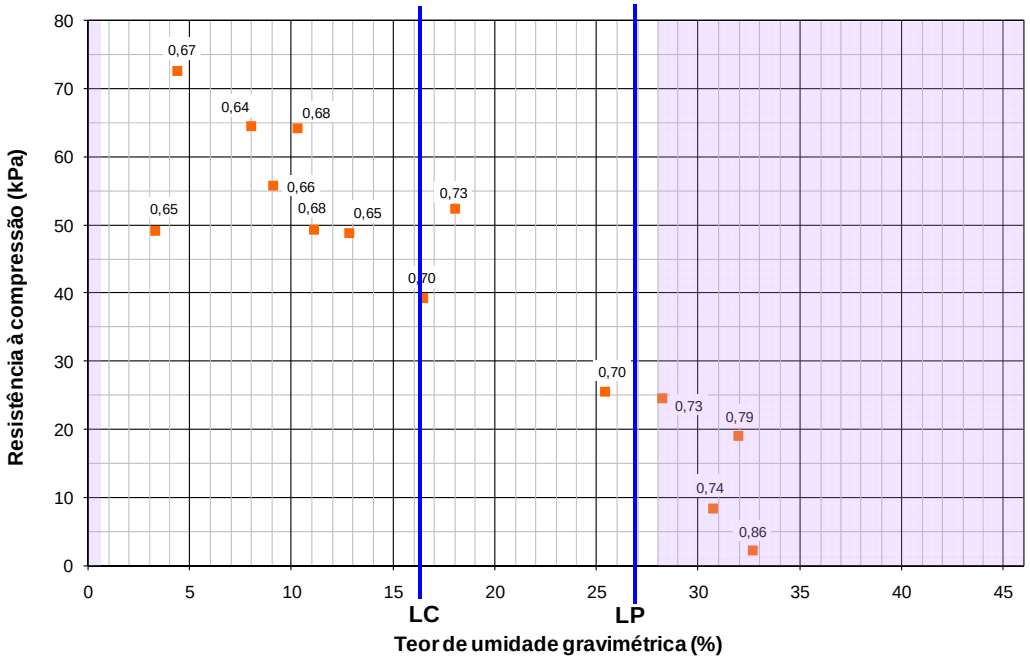
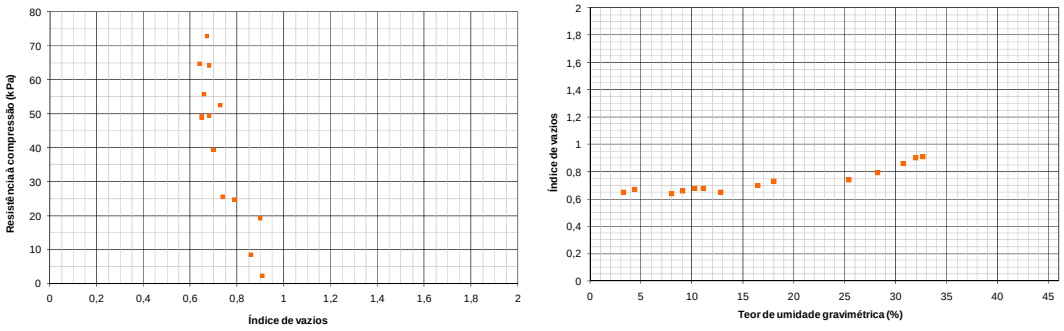


Figura 8.27 – Resistência à compressão não-confinada *versus* Teor de umidade gravimétrica para o solo Laranja compactado com identificação do índice de vazios dos corpos-de-prova nos rótulos.

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0310927/CA



(a) **(b)**

Figura 8.28 – Solo Laranja compactado. (a) Influência do índice de vazios na resistência à compressão não confinada. (b) Variação do índice de vazios com o teor de umidade.

Para o solo Vermelho a resistência máxima é encontrada no grau de saturação de 55%, conforme pode ser visto na Figura 8.29, ou no teor de umidade de 15% na Figura 8.30. O limite de plasticidade deste solo é igual a 26%, o limite de contração é igual a 14%, o teor de umidade de entrada de ar é igual a 35% e o teor de umidade residual é igual a 2%. O índice de vazios do ponto que apresentou maior resistência é de 0,76. Na Figura 8.31 são apresentadas as variações da resistência com o índice de vazios e do índice de vazios com o teor de umidade. Para o solo Vermelho visualizam-se dois comportamentos bastante distintos, delimitados pelo limite de contração do solo. Para o teor de umidade de 39% o índice de vazios é igual a 1,12. Com a diminuição do teor de umidade o índice de vazios também diminui de forma linear, sendo que atinge o menor valor na umidade de 14%, justamente onde a maior resistência é alcançada.

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0310927/CA

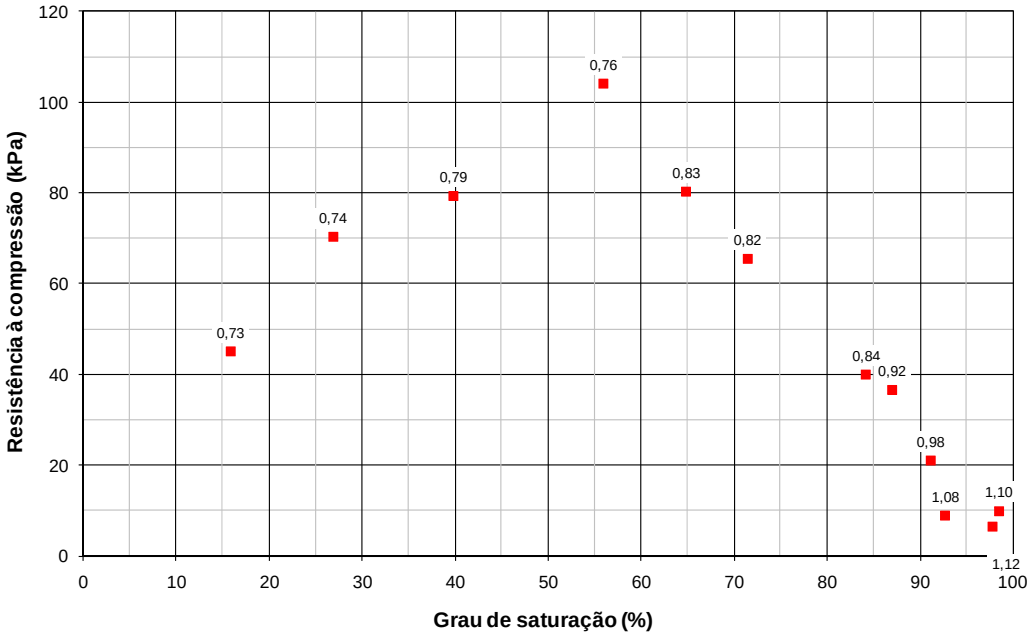


Figura 8.29 – Resistência à compressão não-confinada *versus* Grau de saturação para o solo Vermelho compactado com identificação do índice de vazios dos corpos-de-prova nos rótulos.

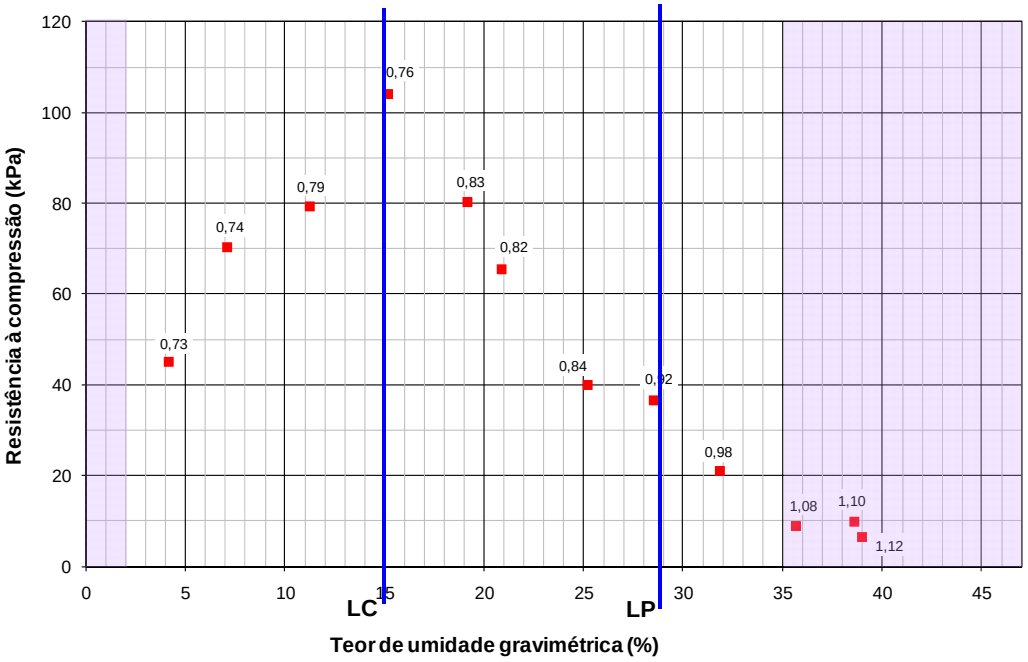
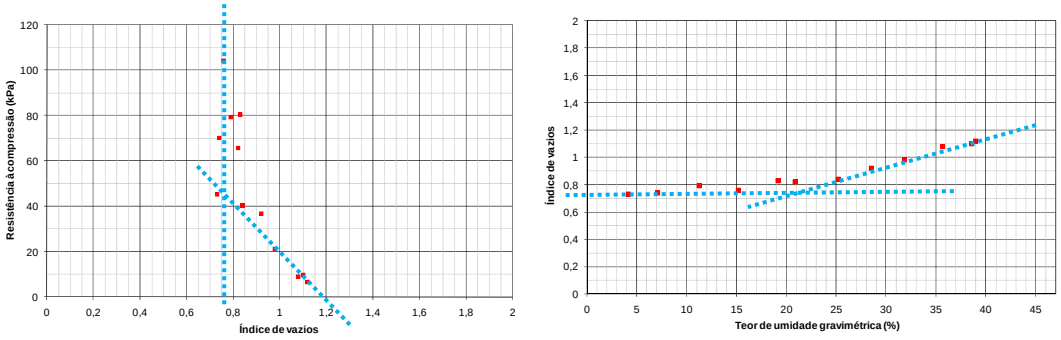


Figura 8.30 – Resistência à compressão não-confinada *versus* Teor de umidade gravimétrica para o solo Vermelho compactado com identificação do índice de vazios dos corpos-de-prova nos rótulos.

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0310927/CA



(a) **(b)**

Figura 8.31 – Solo Vermelho compactado. (a) Influência do índice de vazios na resistência à compressão não confinada. (b) Variação do índice de vazios com o teor de umidade.

Do mesmo modo foram traçados os gráficos de resistência à compressão não confinada versus grau de saturação e teor de umidade para o solo Marrom que são apresentados na Figura 8.32 e Figura 8.33. Os ensaios com o solo Marrom compactado foram realizados em teores de umidade que variaram de 31,5% até 3,5%. O limite de plasticidade do solo é de 29% e o valor de entrada de ar é de 28%. Com a diminuição do grau de saturação a resistência apresenta um acréscimo considerável de valor. Até o teor de umidade de 3,5% não foi registrada queda de resistência. Esse teor de umidade foi o mais baixo atingido deixando o corpo-de-prova secando à temperatura ambiente.

O índice de vazios dos corpos-de-prova variou entre 0,89 e 0,66, de acordo com o teor de umidade. A relação entre esses dois parâmetros está representada na Figura 8.34 (b). Em 9,5% de teor de umidade o índice de vazios atinge o menor valor, igual a 0,66. A relação entre o índice de vazios e a resistência à compressão pode ser visualizada na Figura 8.34 (a).

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0310927/CA

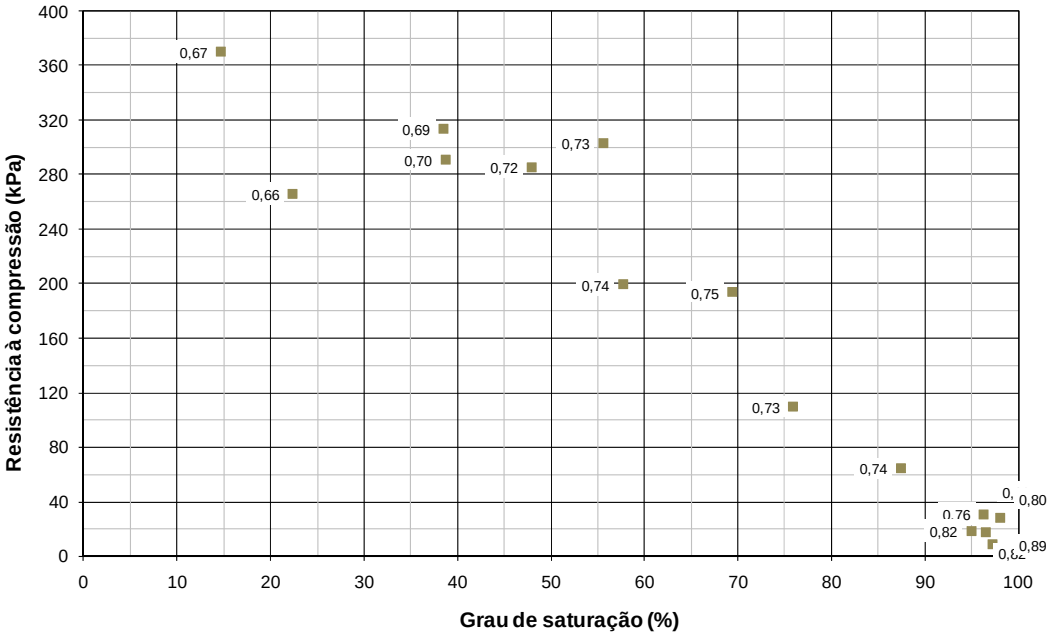


Figura 8.32 – Resistência à compressão não-confinada *versus* Grau de saturação para o solo Marrom compactado com identificação do índice de vazios dos corpos-de-prova nos rótulos.

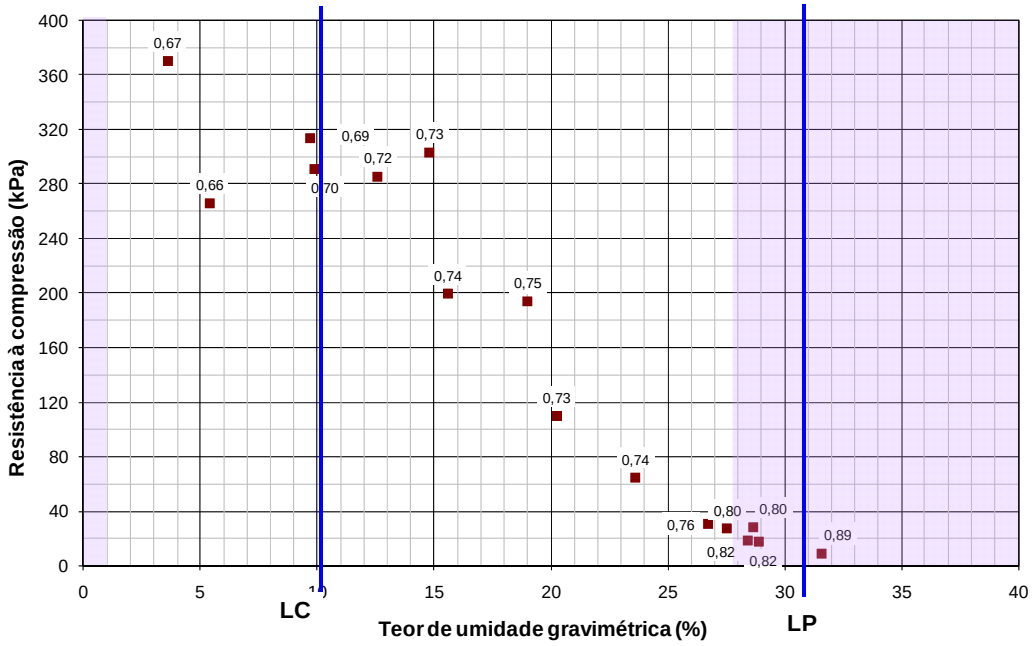
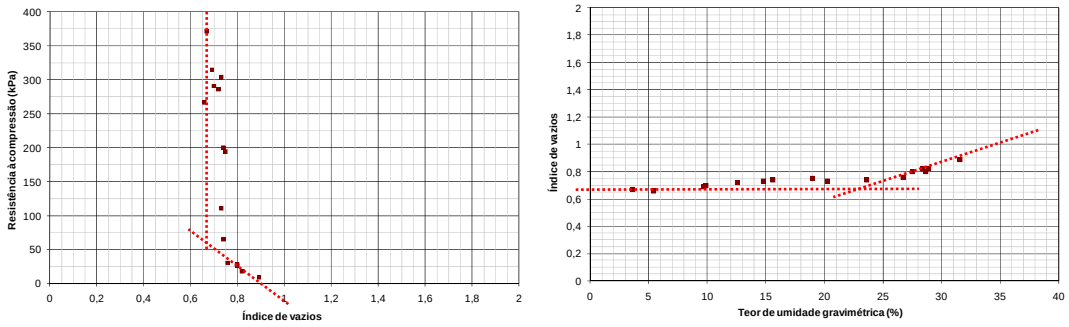


Figura 8.33 – Resistência à compressão não-confinada *versus* Teor de umidade gravimétrica para o solo Marrom compactado com identificação do índice de vazios dos corpos-de-prova nos rótulos.

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0310927/CA



(a) **(b)**

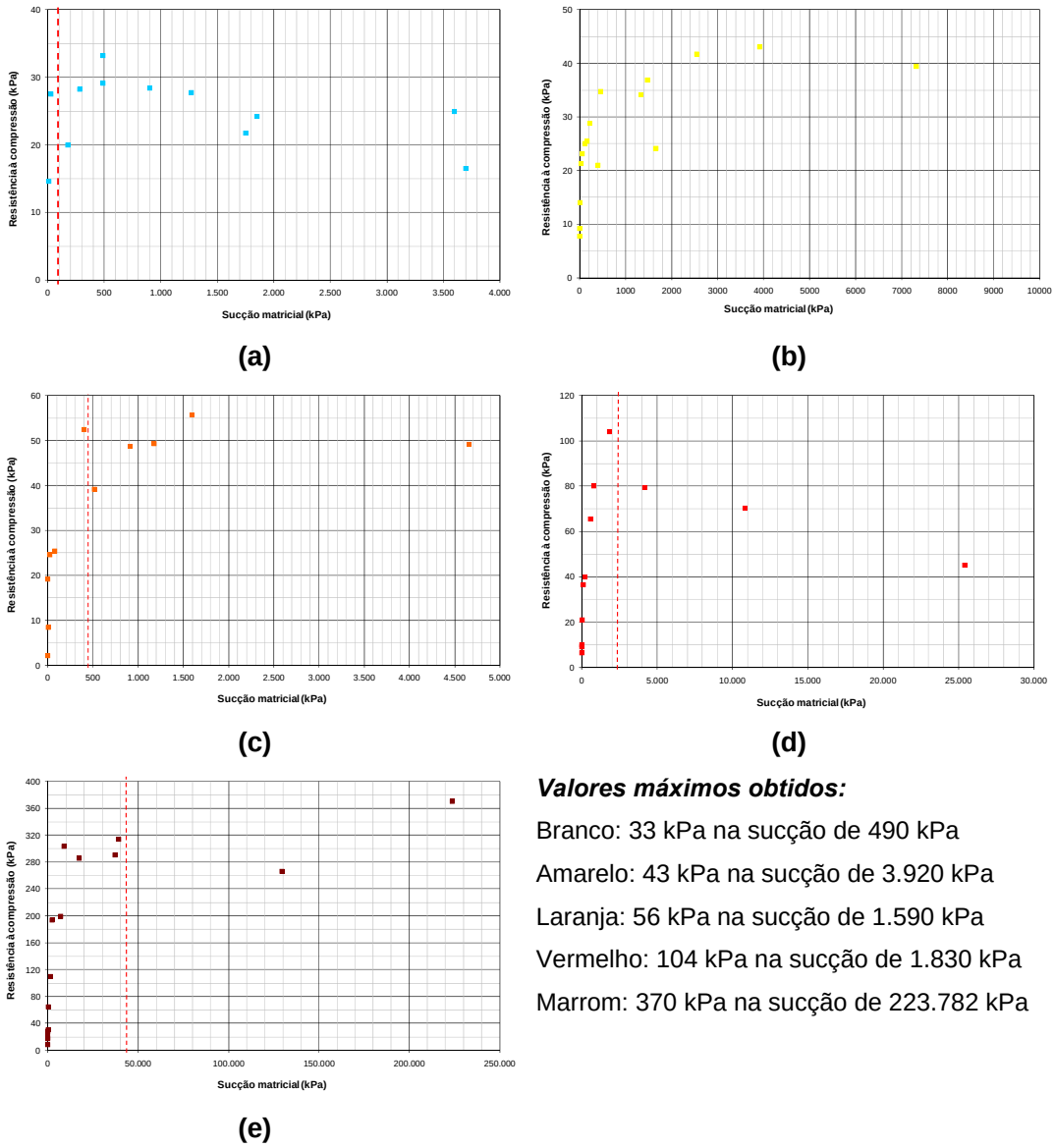
Figura 8.34 – Solo Marrom compactado. (a) Influência do índice de vazios na resistência à compressão não confinada. (b) Variação do índice de vazios com o teor de umidade.

Na Figura 8.35 estão representados os valores de resistência dos solos compactados em função da sucção matricial. Os valores de sucção equivalentes ao ponto de variação volumétrica nula (Tabela 8.8) estão representados nos gráficos por uma linha tracejada vermelha.

Para todos os solos nota-se um crescimento da resistência com a sucção. O solo Vermelho apresenta um pico bastante pronunciado de 104 kPa na sucção de 1.830 kPa. Os solos Branco, Amarelo e Laranja também apresentam um valor máximo, mas discreto, seguido de pequena queda de resistência. Para esses solos não se obteve corpos-de-prova em teores de umidade baixos, pois os mesmos rompiam antes mesmo de atingida a umidade desejada. Além disso, como são compostos por grãos arenosos, não apresentam valores altos de sucção. O solo Marrom, sendo o mais argiloso, é o que conduz aos maiores valores de sucção. Para esse solo, dois pontos deixam em dúvida a tendência de redução ou não da resistência após um pico. No valor de sucção de 130.000 kPa tem-se um valor de resistência inferior aos anteriores, mas no valor de sucção de 223.782 kPa ela volta a ascender.

A sucção equivalente ao teor de umidade a partir do qual o solo sofre contração praticamente nula parece limitar uma faixa onde ocorrem os maiores ganhos de resistência com a sucção. Para valores superiores de sucção o ganho de resistência é pequeno ou nulo, como no caso do solo Vermelho.

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0310927/CA



Valores máximos obtidos:

Branco: 33 kPa na sucção de 490 kPa

Amarelo: 43 kPa na sucção de 3.920 kPa

Laranja: 56 kPa na sucção de 1.590 kPa

Vermelho: 104 kPa na sucção de 1.830 kPa

Marrom: 370 kPa na sucção de 223.782 kPa

Figura 8.35 – Resistência à compressão não-confinada em função da sucção matricial dos solos compactados. (a) Branco. (b) Amarelo. (c) Laranja. (d) Vermelho. (e) Marrom.

Oliveira (2004) realizou ensaios de compressão simples em um solo residual de gnaisse compactado no teor de umidade ótima com medida da sucção durante o cisalhamento. A Figura 8.36 apresenta os resultados obtidos por esse pesquisador. Os ensaios realizados reuniram análises com deformação controlada, carregamento controlado e diferentes trajetórias de secagem e umedecimento dos corpos-de-prova. Oliveira (2004) concluiu que os diferentes modos de preparo e cisalhamento dos corpos-de-prova, moldados na umidade ótima, não interferiram nos resultados obtidos. Conforme pode ser verificado na Figura 8.36, Oliveira obteve uma relação direta entre a resistência e a sucção registrada pelo tensiômetro, com crescimento contínuo da resistência para valores de sucção matricial inferiores a 500 kPa. A mesma tendência de comportamento foi obtida no presente trabalho para todos os

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0310927/CA

solos estudados para a mesma faixa de sucção conforme pode ser visto na Figura 8.37.

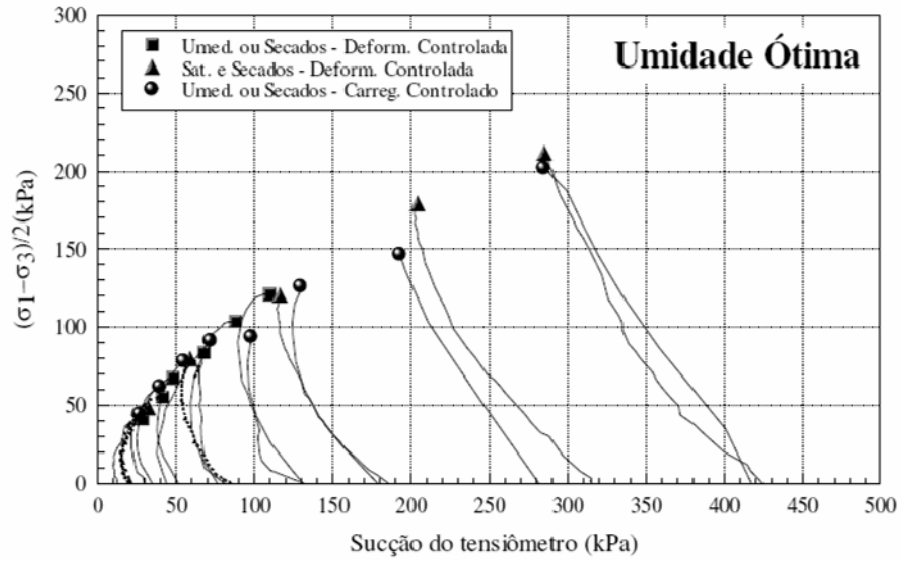


Figura 8.36 – Resultados dos ensaios de compressão simples realizados nos corpos-de-prova compactados na umidade ótima (Oliveira, 2004).

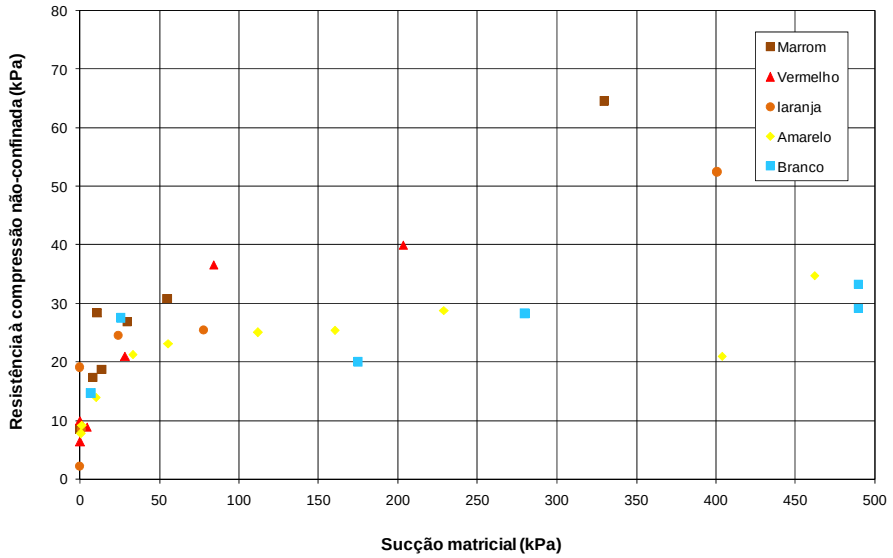


Figura 8.37 – Resultados dos ensaios de compressão simples realizados nos corpos-de-prova compactados em escala de 0 a 500 kPa para a sucção matricial.

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0310927/CA

A Tabela 8.9 resume as resistências máximas encontradas para cada solo e o teor de umidade e grau de saturação nos quais a resistência máxima foi atingida.

Tabela 8.9 – Resistência à compressão não-confinada das amostras compactadas.

Solo	*Resistência Cu máxima (kPa)*	*Teor de umidade (%)*	*Grau de saturação (%)*
Marrom	371	3,6	14,7
Vermelho	104	15,1	56,0
Laranja	72,7	4,4	18,0
Amarelo	53,9	3,4	16,6
Branco	33,2	11,3	61,1

De modo geral o “limite de contração” dos solos parece limitar a região de maior crescimento da resistência dos solos. Essa observação não fica bem clara para os solos Branco e Amarelo, talvez pela dificuldade em determinar as medidas dos corpos-de-prova e conseqüentemente do índice de vazios. Por esses solos apresentarem grãos maiores, as faces dos corpos-de-prova não se apresentavam tão lisas quanto às dos solos Laranja, Vermelho e Marrom, de granulometria mais fina e volume melhor definido.

Mas, indiscutivelmente, o parâmetro que mais influencia a resistência não-drenada dos solos compactados é o teor de argila. A Figura 8.38 apresenta a relação entre a resistência não-drenada máxima encontrada em função do teor de argila dos solos. Para essa relação o quadrado do coeficiente de correlação linear é de 0,986. Deve-se ressaltar que a função ajustada passa pela origem.

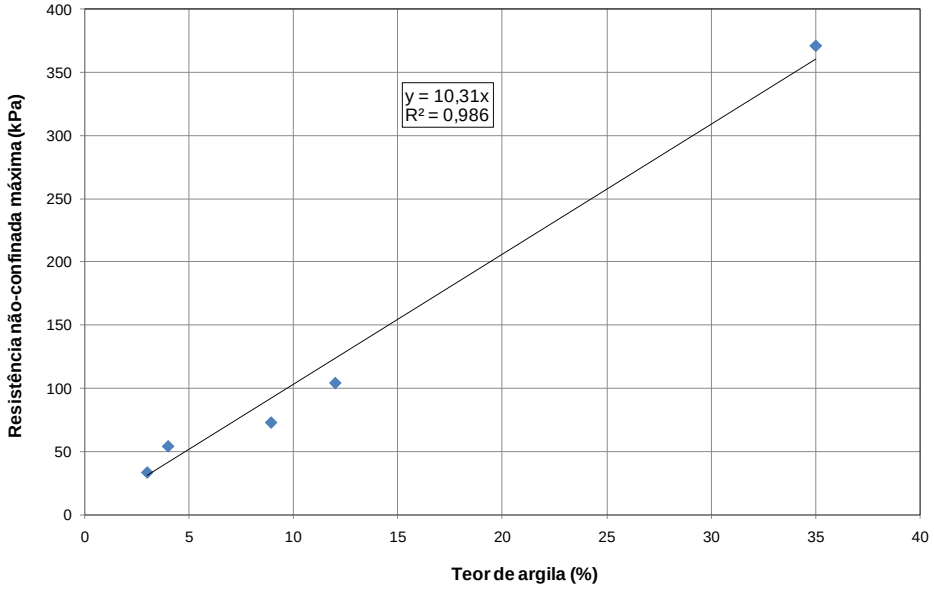


Figura 8.38 – Relação entre resistência não-confinada e teor de argila para os solos compactados.

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0310927/CA

8.1.3. Resistência à Tração

A determinação das propriedades dos solos está associada a diferentes graus de dificuldades experimentais, dependendo da característica que está sendo determinada. A maior dificuldade imposta na determinação experimental da resistência à tração dos solos está diretamente ligada ao baixo valor desta propriedade em relação à resistência à compressão. Em ensaios de determinação direta da tração, que efetivamente submetem o solo a tração medindo esse valor durante o ensaio, há problemas relacionados à forma de prender as amostras nas extremidades para que possam ser tracionadas. Isto provoca a concentração de tensões no corpo-de-prova. Em decorrência disto, a resistência à tração de solos tem sido determinada através de métodos indiretos que utilizam a aplicação de outros esforços que não os de tração e interpretam os resultados obtendo indiretamente o valor desejado (*e.g*. Lobo Carneiro,1943; Schubert, 1975; Heibrock *et al*., 2003).

No presente trabalho, a resistência à tração em solos é determinada através do ensaio de compressão diametral, ou ensaio brasileiro. Esse ensaio foi desenvolvido inicialmente para avaliar a resistência à tração de concreto (Lobo Carneiro, 1943) e consiste no carregamento de amostras cilíndricas, no sentido de seu diâmetro, como mostra a Figura 8.39. As cargas de compressão são aplicadas ao longo de duas linhas axiais, as quais são diametralmente opostas. A carga é aplicada com uma velocidade constante. A tensão de compressão produz uma tensão transversal que é uniforme ao longo do diâmetro vertical.

A resistência à tração é determinada através da equação abaixo, baseada na Teoria da Elasticidade:

$$\sigma_t = \frac{2 \cdot P}{\pi \cdot D \cdot e} \quad \text{(Equação 8.1)}$$

onde: P = Carga de fratura primária em N; D: Diâmetro em cm; e: Espessura em cm

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0310927/CA

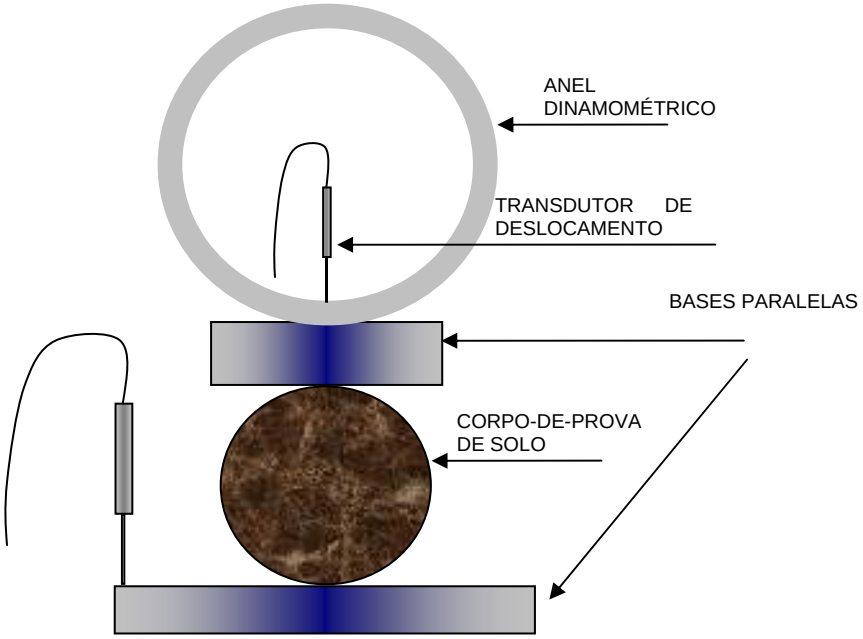


Figura 8.39 – Esquema geral do ensaio de compressão diametral.

A carga de fratura primária é identificada por pico de carga na curva carga *versus* deslocamento e por análise visual do corpo de prova durante o ensaio. A resistência à tração é determinada assumindo que existe um campo uniforme de tensões ao longo do plano de ruptura. Assim, esse método é mais recomendável para materiais frágeis e elásticos do que para materiais com ruptura dúctil (Tang e Graham, 2000).

8.1.3.1. Ensaio de Compressão Diametral

Para a determinação da resistência à tração dos solos compactados, os corpos-de-prova foram preparados conforme descrito no item 8.1.1. Após a compactação na umidade ótima, os corpos-de-prova foram moldados com diâmetro de 76 mm e altura de 20 mm. Os procedimentos de secagem e umedecimento foram idênticos aos seguidos para os ensaios de compressão simples e já foram descritos anteriormente. Após o período de secagem ou umedecimento, os corpos-de-prova foram pesados e tiveram suas dimensões determinadas para o cálculo dos índices físicos. As características dos corpos-de-prova estão apresentadas nas Tabelas 8.10 a 8.14.

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0310927/CA

Tabela 8.10 – Índices físicos dos corpos de prova Branco compactados dos ensaios de compressão diametral.

	Amostra	Resistência à Tração (kPa)	$w_{natural}$ (%)	$w_{grav.}$ (%)	$w_{vol.}$ (%)	γ (kN/m³)	γ_d (kN/m³)	ρ_{real} (g/cm³)	e	S (%)
1	2.4056.07	13,06	16,00	2,10	3,76	17,87	17,50	2,700	0,51	11,08
2		10,61	16,00	3,70	6,53	18,19	17,55	2,700	0,51	19,35
3		17,14	16,00	10,00	17,76	19,10	17,36	2,700	0,53	51,54
4		17,14	16,00	10,50	18,78	19,39	17,55	2,700	0,51	55,66
5		13,47	16,00	14,60	26,18	20,17	17,60	2,700	0,51	78,00
6		7,75	16,00	16,70	29,71	20,35	17,44	2,700	0,52	86,97
7		7,35	16,00	18,40	31,98	20,15	17,01	2,700	0,56	89,36
8		4,49	16,00	21,00	34,12	19,26	15,91	2,700	0,67	85,42
9		3,67	16,00	23,90	38,46	19,53	15,76	2,700	0,68	94,96
10		3,27	16,00	25,60	40,76	19,59	15,59	2,700	0,70	99,07
11		1,63	16,00	25,90	41,02	19,54	15,51	2,700	0,71	98,99
12		3,67	16,00	26,30	41,50	19,55	15,47	2,700	0,71	99,82

Tabela 8.11 – Índices físicos dos corpos de prova Amarelo compactados dos ensaios de compressão diametral.

	Amostra	Resistência à Tração (kPa)	$w_{natural}$ (%)	$w_{grav.}$ (%)	$w_{vol.}$ (%)	γ (kN/m³)	γ_d (kN/m³)	ρ_{real} (g/cm³)	e	S (%)
1	2.4058.07	9,39	19,00	2,10	3,49	16,65	16,31	2,749	0,65	8,88
2		17,96	19,00	2,20	3,66	16,68	16,32	2,749	0,65	9,30
3		13,06	19,00	4,00	6,73	17,18	16,52	2,749	0,63	17,45
4		10,20	19,00	4,47	8,57	19,65	18,81	2,749	0,43	28,57
5		17,55	19,00	5,60	9,51	17,60	16,67	2,749	0,62	24,83
6		12,24	19,00	7,60	12,46	17,30	16,08	2,749	0,68	30,72
7		20,00	19,00	9,50	13,59	15,37	14,04	2,749	0,92	28,39
8		14,69	19,00	10,20	16,83	17,83	16,18	2,749	0,67	41,85
9		12,24	19,00	13,20	21,75	18,30	16,16	2,749	0,67	54,16
10		14,28	19,00	14,60	24,27	18,69	16,31	2,749	0,65	61,75
11		11,02	19,00	19,10	30,74	18,81	15,79	2,749	0,71	73,95
12		7,35	19,00	25,60	40,75	19,61	15,62	2,749	0,73	96,40
13		1,63	19,00	27,70	42,20	19,09	14,95	2,749	0,80	95,18
14		2,04	19,00	37,00	53,30	19,36	14,13	2,749	0,91	111,77

Tabela 8.12 – Índices físicos dos corpos de prova Laranja compactados dos ensaios de compressão diametral.

	Amostra	Resistência à Tração (kPa)	$w_{natural}$ (%)	$w_{grav.}$ (%)	$w_{vol.}$ (%)	γ (kN/m³)	γ_d (kN/m³)	ρ_{real} (g/cm³)	e	S (%)
1	2.4057.07	28,97	22,50	3,90	6,24	16,31	15,69	2,741	0,71	15,05
2		24,89	22,50	6,21	9,81	16,45	15,49	2,741	0,74	23,01
3		26,12	22,50	9,52	15,08	17,02	15,54	2,741	0,73	35,75
4		33,06	22,50	9,79	14,65	16,12	14,68	2,741	0,83	32,32
5		25,71	22,50	12,23	18,60	16,75	14,92	2,741	0,80	41,90
6		35,50	22,50	12,46	19,50	17,26	15,35	2,741	0,75	45,56
7		15,92	22,50	15,84	24,80	17,79	15,36	2,741	0,75	57,88
8		29,79	22,50	15,90	24,98	17,87	15,42	2,741	0,74	58,87
9		21,22	22,50	18,02	28,43	18,27	15,48	2,741	0,74	66,74
10		10,61	22,50	25,43	39,08	18,91	15,08	2,741	0,78	89,35
11		7,75	22,50	27,46	42,74	19,46	15,27	2,741	0,76	99,03
12		4,08	22,50	29,56	44,15	18,98	14,65	2,741	0,84	96,47
13		15,10	22,50	30,44	45,71	19,22	14,73	2,741	0,83	100,54
14		1,63	22,50	33,47	47,81	18,71	14,02	2,741	0,92	99,71
15		0,82	22,50	35,38	49,03	18,41	13,60	2,741	0,98	98,95

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0310927/CA

Tabela 8.13 – Índices físicos dos corpos de prova Vermelho compactados dos ensaios de compressão diametral.

	Amostra	Resistência à Tração (kPa)	$w_{natural}$ (%)	$w_{grav.}$ (%)	$w_{vol.}$ (%)	γ (kN/m³)	γ_d (kN/m³)	ρ_{real} (g/cm³)	e	S (%)
1	2.4059.07	60,40	24,00	1,56	2,53	16,20	15,95	2,807	0,73	5,98
2		41,22	24,00	2,41	3,79	15,79	15,42	2,807	0,79	8,57
3		37,95	24,00	5,43	8,54	16,26	15,42	2,807	0,79	19,31
4		43,67	24,00	7,10	11,11	16,44	15,35	2,807	0,79	25,21
5		44,89	24,00	10,46	16,23	16,82	15,23	2,807	0,81	36,24
6		36,32	24,00	14,04	22,02	17,55	15,39	2,807	0,79	49,89
7		41,22	24,00	17,27	26,73	17,81	15,19	2,807	0,81	59,83
8		31,01	24,00	20,40	31,67	18,34	15,23	2,807	0,81	70,69
9		17,14	24,00	27,15	41,31	18,98	14,93	2,807	0,84	90,72
10		11,83	24,00	30,54	45,15	18,93	14,50	2,807	0,90	95,26
11		33,06	24,00	34,50	48,57	18,57	13,81	2,807	0,99	97,83
12		6,94	24,00	34,50	48,68	18,62	13,84	2,807	0,99	97,83
13		3,26	24,00	37,36	51,06	18,42	13,41	2,807	1,05	99,86
14		2,45	24,00	40,42	53,08	18,09	12,88	2,807	1,14	99,52

Tabela 8.14 – Índices físicos dos corpos de prova Marrom compactados dos ensaios de compressão diametral.

	Amostra	Resistência à Tração (kPa)	$w_{natural}$ (%)	$w_{grav.}$ (%)	$w_{vol.}$ (%)	γ (kN/m³)	γ_d (kN/m³)	ρ_{real} (g/cm³)	e	S (%)
1	2.4060.07	125,69	4,00	6,70	17,10	16,44	2,739	0,63	0,39	788312
2		65,29	4,60	7,41	16,54	15,81	2,739	0,70	0,41	754092
3		169,36	5,00	8,36	17,22	16,40	2,739	0,64	0,39	727520
4		76,72	8,60	13,69	16,95	15,61	2,739	0,72	0,42	455680
5		82,43	10,00	16,38	17,67	16,06	2,739	0,67	0,40	360250
6		82,84	12,00	19,64	17,98	16,05	2,739	0,67	0,40	246084
7		101,61	12,40	20,11	17,89	15,91	2,739	0,69	0,41	226585
8		61,62	16,20	25,83	18,18	15,64	2,739	0,72	0,42	92777
9		85,70	16,00	25,94	18,45	15,90	2,739	0,69	0,41	97744
10		107,74	16,50	26,84	18,59	15,95	2,739	0,68	0,40	85718
11		26,12	20,00	32,12	18,90	15,75	2,739	0,71	0,42	30420
12		24,49	21,30	34,07	19,03	15,69	2,739	0,71	0,42	19426
13		22,44	21,60	34,11	18,84	15,49	2,739	0,73	0,42	17410
14		7,35	25,40	39,53	19,15	15,27	2,739	0,76	0,43	3226
15		5,31	25,80	40,09	19,17	15,24	2,739	0,76	0,43	2580
16		2,45	27,80	42,71	19,26	15,07	2,739	0,78	0,44	667
17		2,45	29,40	44,43	19,19	14,83	2,739	0,81	0,45	147

O procedimento de ensaio adotado é o descrito por Queiroz (1991) e Villar (2002). Os corpos-de-prova foram montados em uma prensa com velocidade de deslocamento controlada, sendo que as leituras de carga e de deslocamento foram feitas através de célula de carga e transdutor de deslocamento, acoplados a um sistema de aquisição de dados. A Figura 8.40 e a Figura 8.41 mostram o início e o final do ensaio de um corpo-de-prova cisalhado em teor de umidade baixo e um corpo-de-prova cisalhado em teor de umidade alto. Para baixos valores de umidade, os corpos-de-prova rompiam de forma frágil, totalmente ao longo do seu eixo vertical. Em corpos-de-prova com alto teor de umidade a ruptura ocorria de forma dúctil, levando a maiores deformações para atingir a resistência máxima.

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0310927/CA

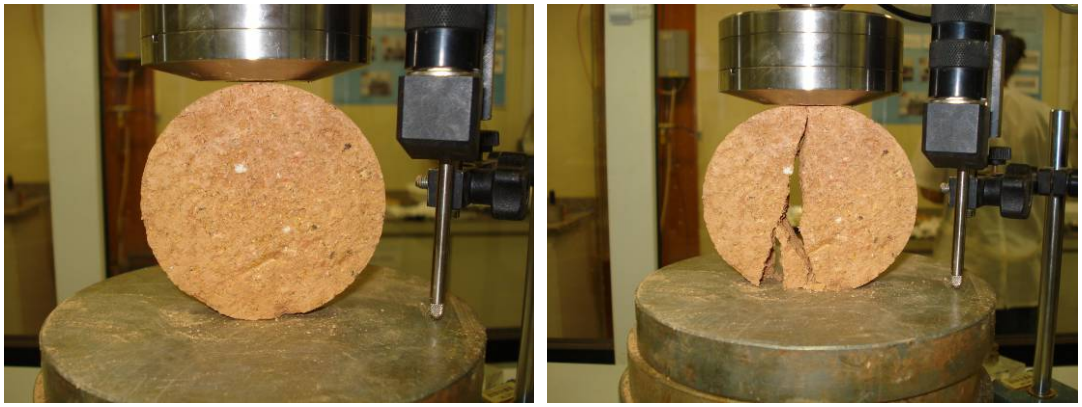


Figura 8.40 – Ensaio de compressão diametral em amostras compactadas rompidas em teores de umidade baixos. (a) Início do ensaio. (b) Final do ensaio.

Figura 8.41 – Ensaio de compressão diametral em amostras compactadas rompidas em teores de umidade altos. (a) Início do ensaio. (b) Final do ensaio.

As curvas típicas de força versus deslocamento são apresentadas na Figura 8.42 (a), para os corpos-de-prova ensaiados com baixo teor de umidade, e na Figura 8.42 (b), para os corpos-de-prova ensaiados com alto teor de umidade. Para os altos teores de umidade, as elevadas deformações a que o solo foi submetido até a ruptura provavelmente criaram no corpo-de-prova uma distribuição de tensões não condizente com a teoria do ensaio Brasileiro. No entanto, esses resultados foram considerados na análise, com a ressalva de que a resistência à tração poderia não estar bem descrita para os valores de umidade onde o padrão de ruptura era esse. A Tabela 8.15 apresenta o teor de umidade a partir do qual a ruptura tornava-se dúctil, com grandes deformações até atingir a ruptura, para cada solo ensaiado.

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0310927/CA

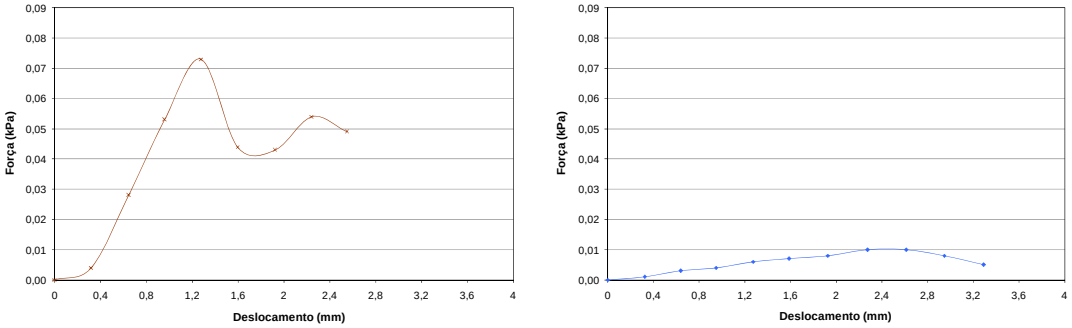


Figura 8.42 – Exemplos de resultados obtidos para os corpos-de-prova ensaiados com (a) baixo teor de umidade e (b) alto teor de umidade.

Tabela 8.15 - Teor de umidade a partir do qual as rupturas no ensaio Brasileiro tornavam-se dúcteis.

Solo	***Teor de umidade (%)***
Branco	21,00
Amarelo	27,27
Laranja	30,44
Vermelho	30,54
Marrom	26,84

Nas figuras 8.43 a 8.52 são exibidos os resultados dos ensaios de compressão diametral para as amostras compactadas. O formato de apresentação das figuras é análogo ao já apresentado nos resultados de compressão simples. A resistência à tração é apresentada em função do grau de saturação do material e em função do teor de umidade gravimétrico. No rótulo dos pontos é exibido o índice de vazios do corpo-de-prova, e no gráfico de teor de umidade estão representados o valor do limite de plasticidade (LP), do “limite de contração” (LC) e as áreas de sucção capilar (área em lilás à direita no gráfico), delimitada pelo valor do teor de umidade de entrada de ar, e de sucção residual (área em lilás à esquerda no gráfico), delimitada pelo valor do teor de umidade residual do solo.

A resistência à tração em função do grau de saturação e do teor de umidade gravimétrica obtida para o solo Branco é apresentada na Figura 8.43 e na Figura 8.44. A resistência máxima alcançada por esse solo foi de 17 kPa no grau de saturação de 51% (teor de umidade de 10%). Para o grau de saturação próximo de 100% a resistência à tração é praticamente desprezível, sendo inferior a 5 kPa. O índice de vazios desse solo apresenta pouca variação para a faixa de saturação analisada. Para teores de umidade mais altos o índice de vazios está em torno de 0,7 e no estado mais seco está em torno de 0,51. O limite de plasticidade, o limite de contração e os valores de entrada de ar e umidade residual não parecem ter relação com a resistência à tração.

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0310927/CA

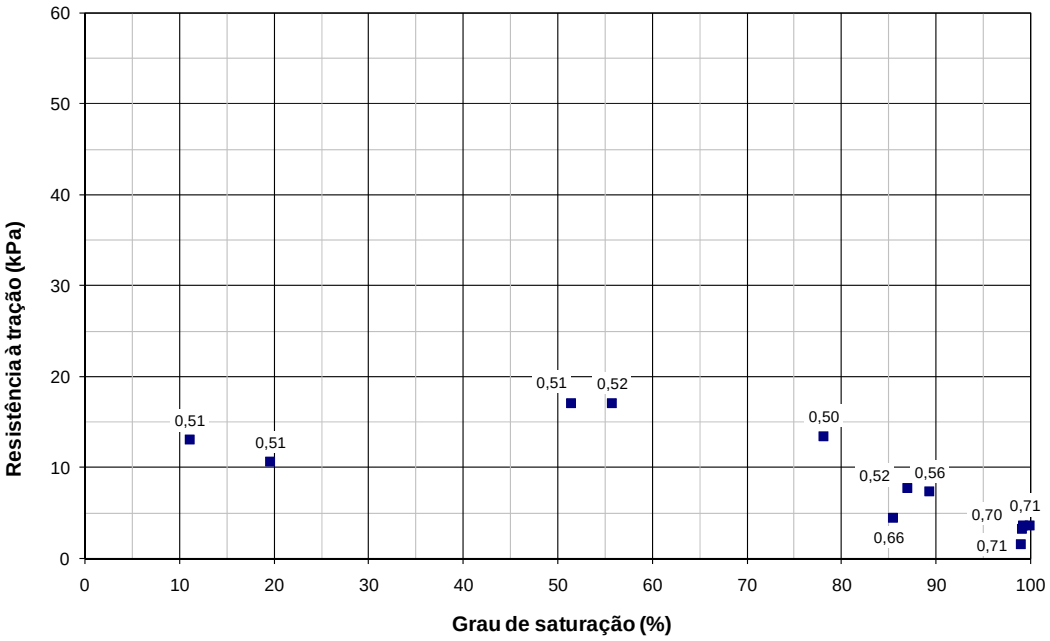


Figura 8.43 – Resistência à tração *versus* Grau de saturação para o solo Branco compactado com identificação do índice de vazios dos corpos-de-prova nos rótulos.

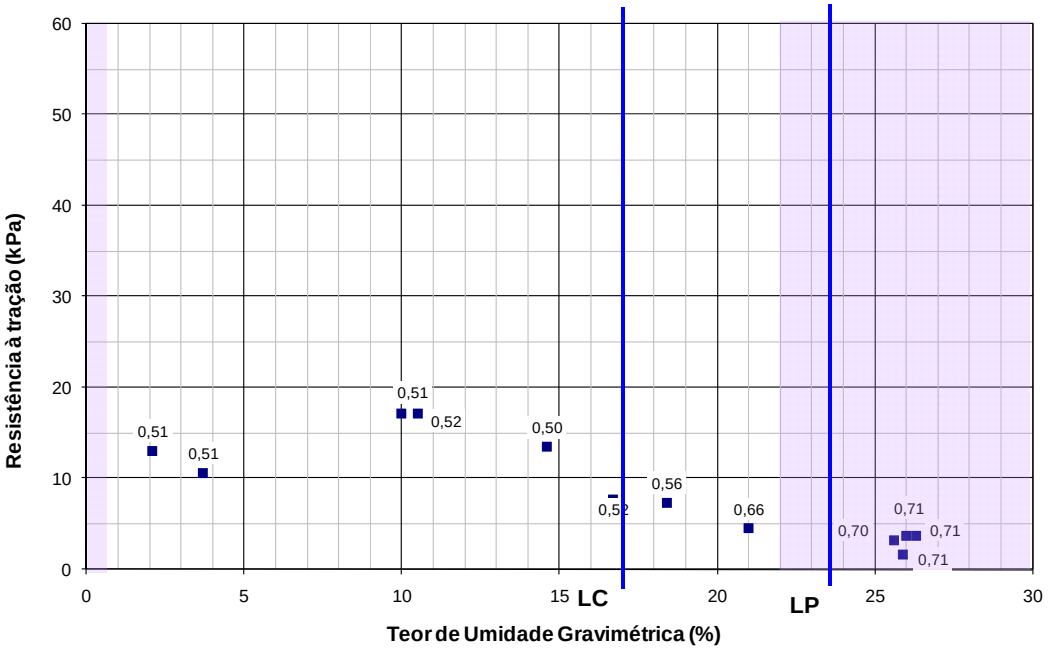


Figura 8.44 – Resistência à tração *versus* Umidade gravimétrica para o solo Branco compactado com identificação do índice de vazios dos corpos-de-prova nos rótulos.

A tendência de crescimento da resistência com a diminuição do grau de saturação até atingir um pico e posterior decréscimo da resistência, observada para o solo Branco, repete-se para o solo Amarelo. Próximo à saturação a resistência é de aproximadamente 2 kPa. No grau de saturação de 38% (teor de umidade de 9,5%) a resistência atinge seu máximo com 20 kPa. Para teores de umidade inferiores chega a cair pela metade, chegando ao valor de 10 kPa.

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0310927/CA

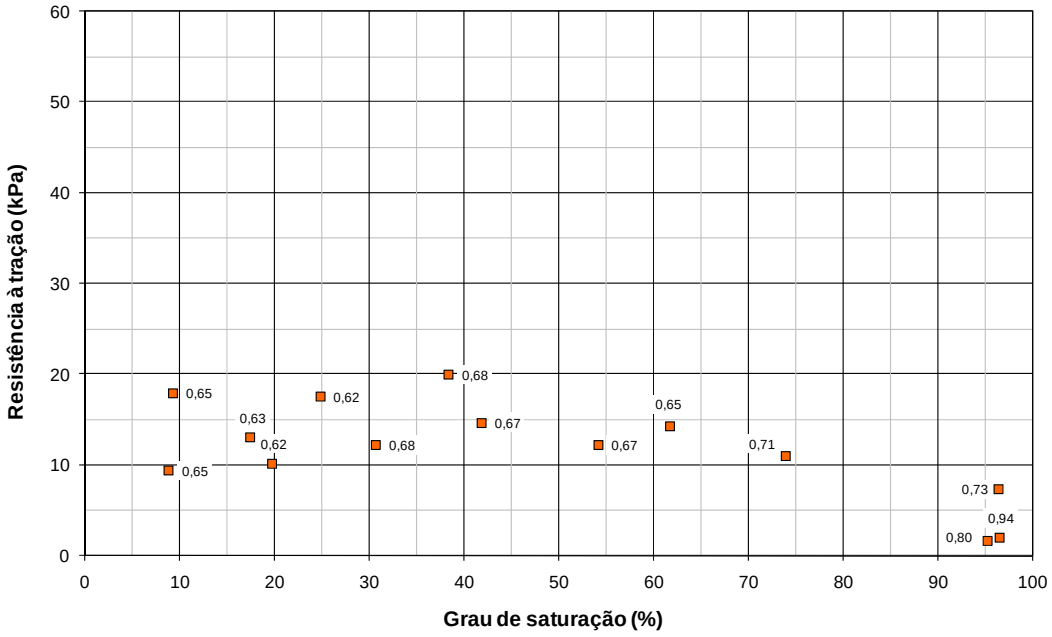


Figura 8.45 – Resistência à tração *versus* Grau de saturação para o solo Amarelo compactado com identificação do índice de vazios dos corpos-de-prova nos rótulos.

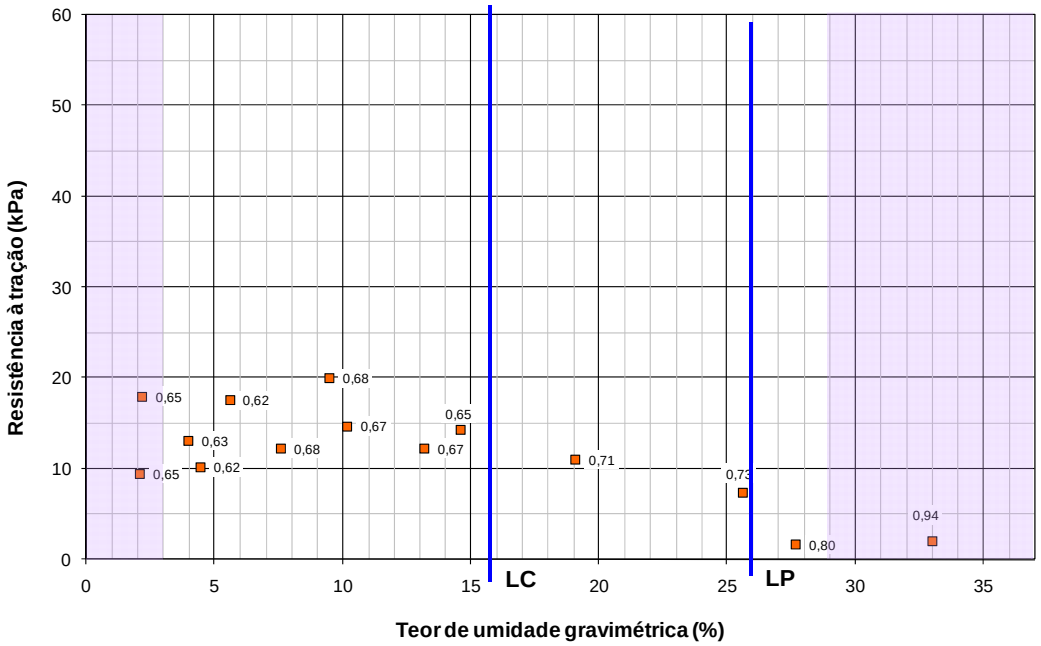


Figura 8.46 – Resistência à tração *versus* Umidade gravimétrica para o solo Amarelo compactado com identificação do índice de vazios dos corpos-de-prova nos rótulos.

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0310927/CA

Comportamento similar é apresentado pelos solos Laranja e Vermelho. No entanto, à medida que o teor de finos aumenta, cresce a resistência máxima apresentada. Para o solo Laranja ela é de 35 kPa no grau de saturação de 46% (Figura 8.47). Para o solo Vermelho a resistência máxima é de 60 kPa em 6% de saturação (Figura 8.49). Próximo à saturação de 100% a resistência à tração não ultrapassa 5 kPa.

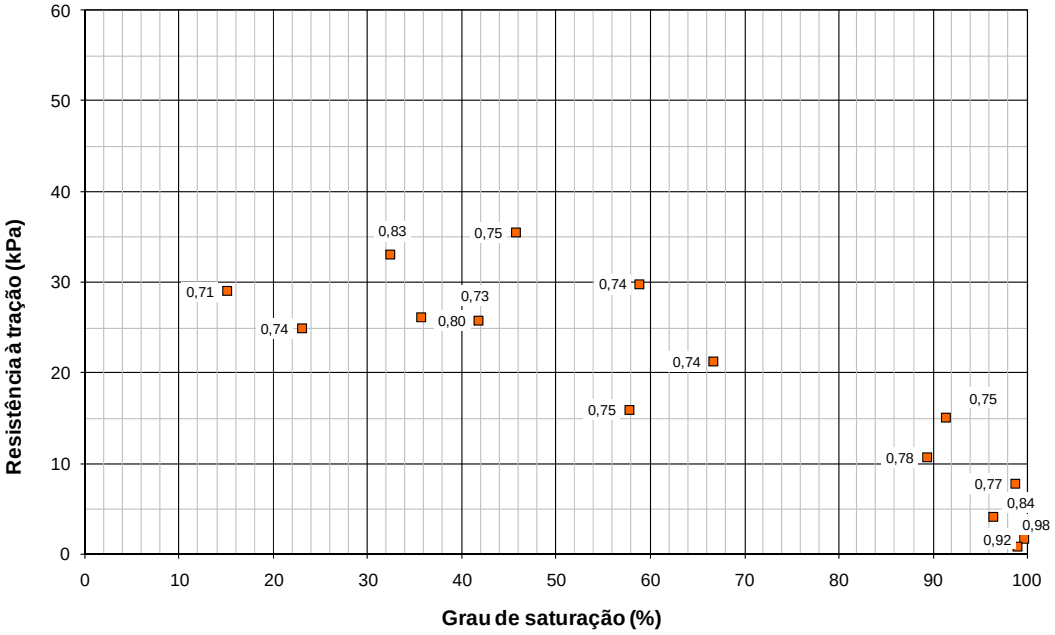


Figura 8.47 – Resistência à tração *versus* Grau de saturação para o solo Laranja compactado com identificação do índice de vazios dos corpos-de-prova nos rótulos.

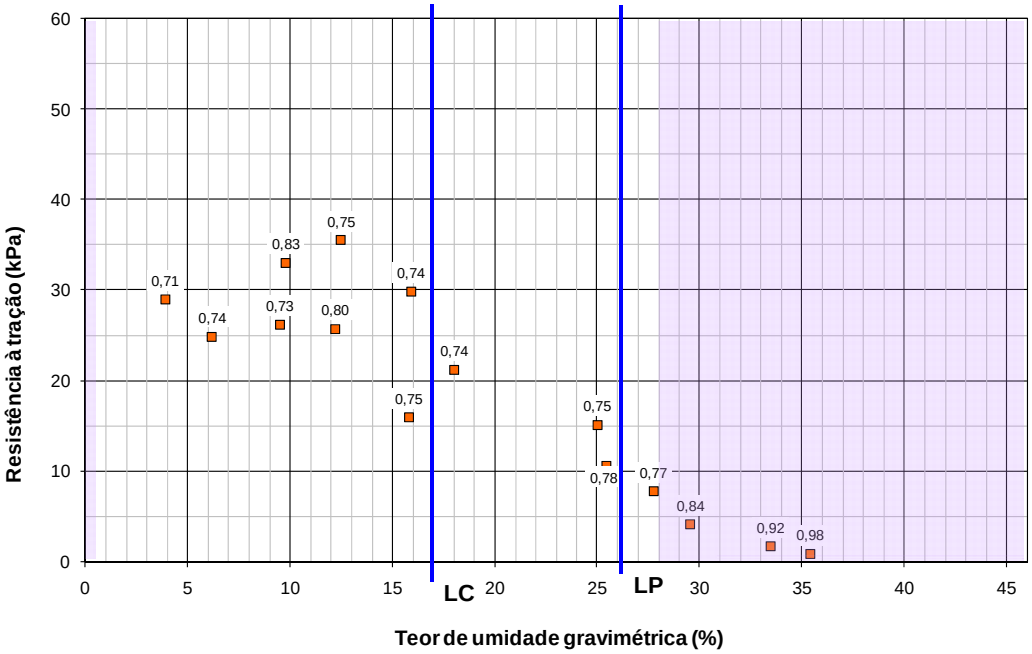


Figura 8.48 – Resistência à tração *versus* Umidade gravimétrica para o solo Laranja compactado com identificação do índice de vazios dos corpos-de-prova nos rótulos.

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0310927/CA

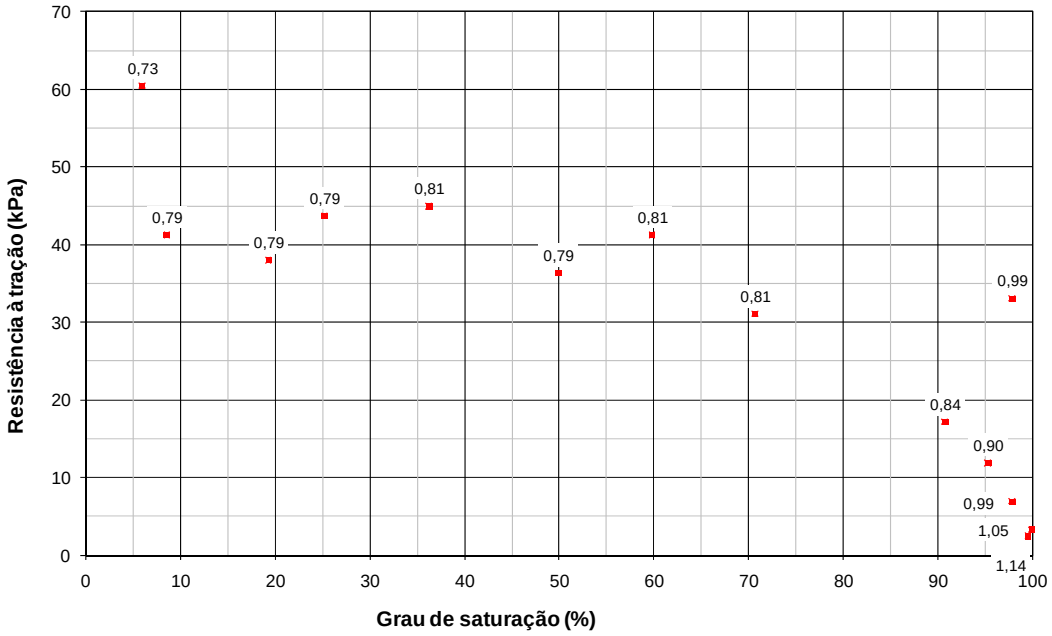


Figura 8.49 – Resistência à tração *versus* Grau de saturação para o solo Vermelho compactado com identificação do índice de vazios dos corpos-de-prova nos rótulos.

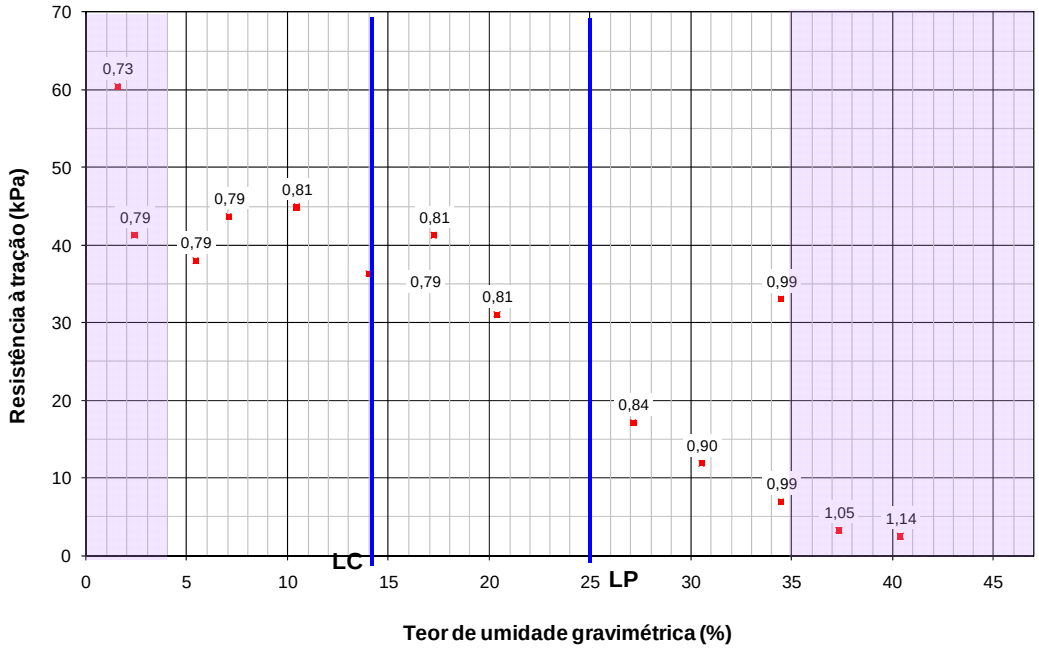


Figura 8.50 – Resistência à tração *versus* Umidade gravimétrica para o solo Vermelho compactado com identificação do índice de vazios dos corpos-de-prova nos rótulos.

Para o solo Marrom a resistência à tração máxima é atingida no grau de saturação de 21% (teor de umidade de 5%), conforme pode ser visto na Figura 8.51 e tem valor de 170 kPa. A resistência à tração máxima do solo Marrom é quase 10 vezes maior que a resistência máxima do solo Branco. A queda pós-pico para esse solo não está bem delimitada. Ainda há dois corpos-de-prova que estão com valores

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0310927/CA

de índice de vazios relativamente altos para o teor de umidade no qual se encontram. Esses pontos estão assinalados por uma elipse de tracejado vermelho. Devido ao baixo peso específico esses corpos-de-prova apresentaram resistência inferior aos demais. Assim como nos solos menos intemperizados, o solo Marrom tem resistência à tração no estado saturado desprezível, sendo inferior a 2 kPa.

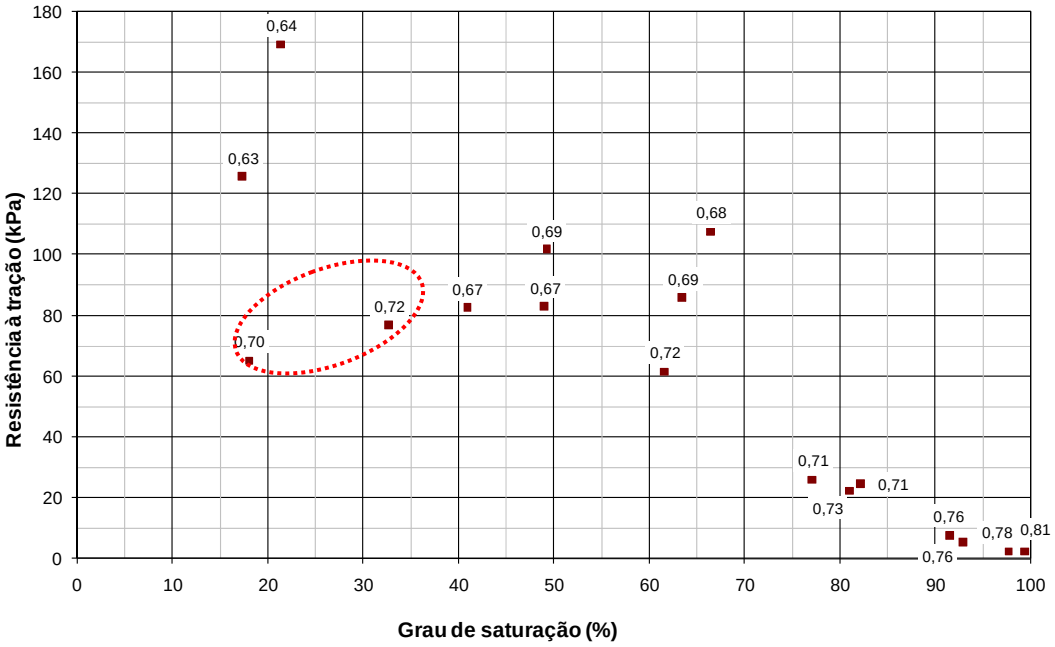


Figura 8.51 – Resistência à tração *versus* Grau de saturação para o solo Marrom compactado com identificação do índice de vazios dos corpos-de-prova nos rótulos.

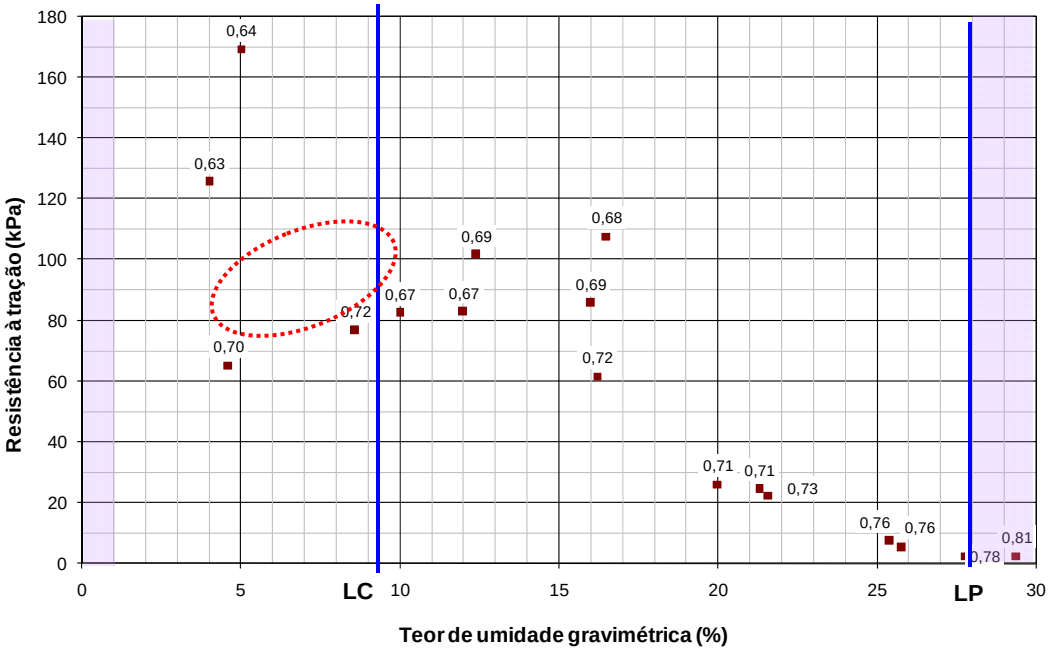


Figura 8.52 – Resistência à tração *versus* Umidade gravimétrica para o solo Marrom compactado com identificação do índice de vazios dos corpos-de-prova nos rótulos.

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0310927/CA

A sucção governa a resistência à tração de solos (Mitchell, 1993; Villar, 2002; Zeh e Witt, 2005; Zeh e Witt, 2007) conforme relatado no Capítulo 2 deste trabalho, pois tem influência significativa na coesão aparente dos solos. Soares (2005), em ensaios com um solo coluvionar argilo-arenoso, relata a variação da resistência à tração com a sucção matricial e, em especial com a entrada de ar na estrutura do solo. Na Figura 8.53(a) apresenta-se a variação do índice de vazios com o teor de umidade gravimétrica, na Figura 8.53(b) a resistência à tração em função do grau de saturação e na Figura 8.53(c) os valores de resistência à tração com a sucção matricial. Observa-se um crescimento contínuo da resistência com o aumento da sucção até o valor de entrada de ar dos micro-poros do solo. A partir deste ponto, o pesquisador sugere que ocorre uma diminuição da resistência em função da criação de micro fissuras na estrutura. Ainda há uma mudança de comportamento no valor de entrada de ar dos macro-poros.

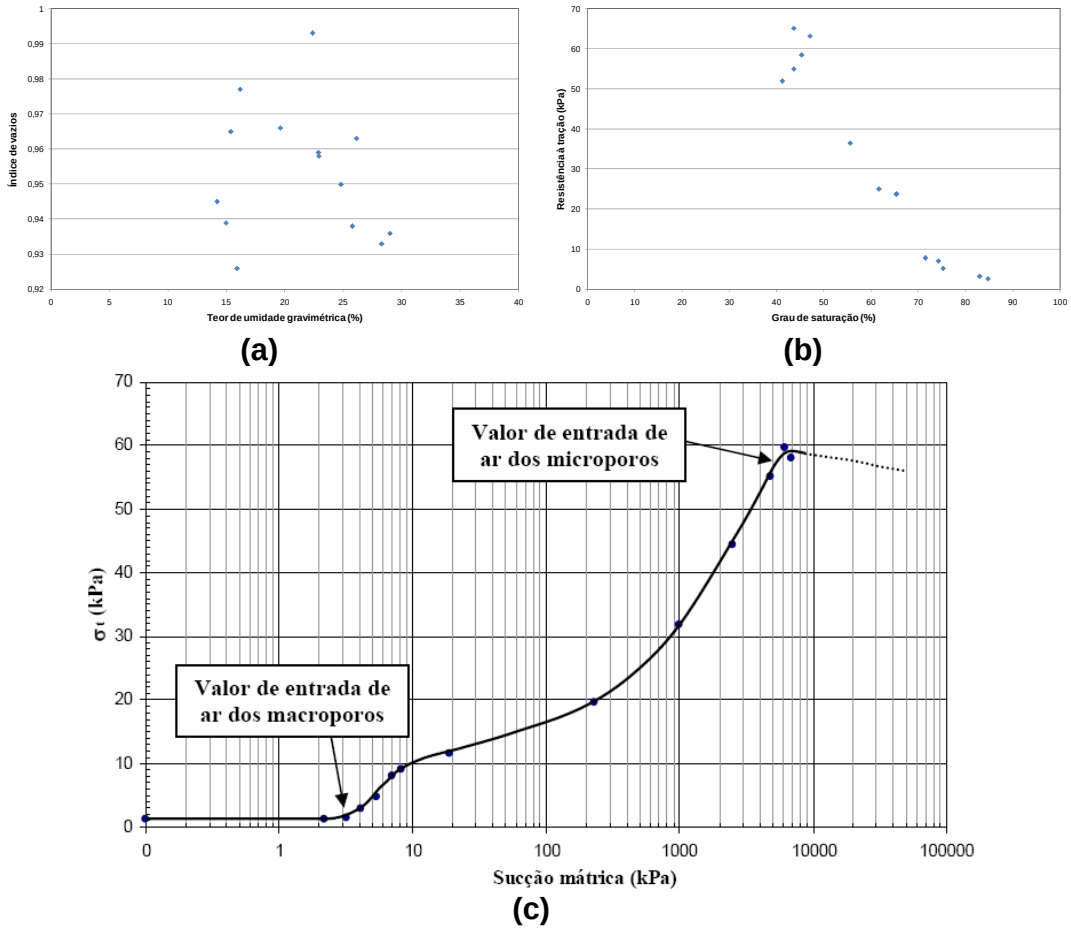


Figura 8.53 – Resistência à tração *versus* sucção matricial para um solo maduro, coluvionar, argilo-arenoso (Soares, 2005).

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0310927/CA

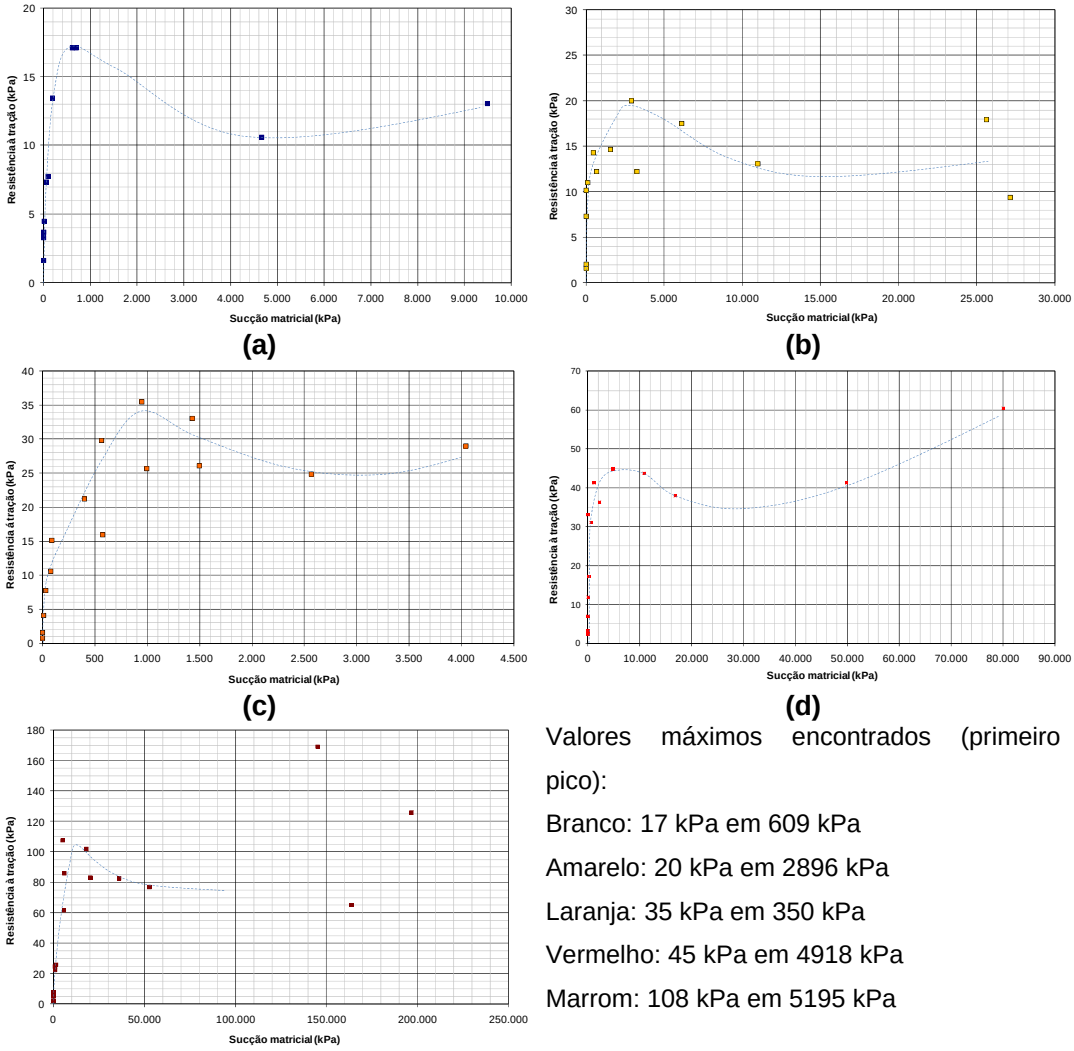
Resultados obtidos por outros pesquisadores (Zeh, 2007), em ensaios com amostras compactadas, mostram um crescimento contínuo da resistência à tração com a sucção matricial para valores de teores de umidade próximos do valor residual (Figura 2.43). Não foram encontrados na literatura registros de amostras de solos coesivos ensaiadas em teores de umidade inferiores.

Na Figura 8.54 e na Figura 8.109 são apresentadas as resistências à tração em função da sucção matricial do corpo-de-prova para os solos no estado compactado e no estado indeformado. Os valores de sucção foram determinados através do teor de umidade do corpo-de-prova ao final do ensaio correlacionado através da curva característica. Ressalta-se que a faixa de sucção apresentada é bem mais abrangente que, por exemplo, a de Soares (2005).

Para os solos compactados o comportamento da resistência à tração em função da sucção é bastante similar em todos os níveis de intemperismo. Para sucção nula, os solos apresentam pequena resistência, mas que denota a existência de uma cimentação para os solos. Com o aumento da sucção a resistência aumenta até atingir um valor máximo. Esse processo ocorre em valores de sucção inferiores a 5.000 kPa para os solos Branco, Amarelo e Laranja, em valores de sucção inferiores a 10.000 kPa para o solo Vermelho e, para o solo Marrom, essa faixa de sucção é de até 50.000 kPa. Após esse pico ocorre uma queda de resistência. No entanto, para altos valores de sucção observa-se novamente um aumento da resistência.

Para os solos Branco, Amarelo e Laranja o primeiro pico de resistência é superior ao segundo, mas para os solos Vermelho e Marrom o segundo pico é o de maior resistência. O estado residual, de altos teores de sucção, onde ocorre o segundo pico de resistência, é mais importante para os solos Vermelho e Marrom do que o é para os solos mais arenosos Branco, Amarelo e Laranja. Nos solos com maior teor de argila, há o desenvolvimento de valores de sucção muito superiores aos dos solos arenosos, o que conduz a uma maior aproximação das partículas e conseqüentemente maior resistência.

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0310927/CA



Valores máximos encontrados (primeiro pico):

Branco: 17 kPa em 609 kPa

Amarelo: 20 kPa em 2896 kPa

Laranja: 35 kPa em 350 kPa

Vermelho: 45 kPa em 4918 kPa

Marrom: 108 kPa em 5195 kPa

Figura 8.54 – Resistência à tração dos solos compactados. (a) Branco. (b) Amarelo. (c) Laranja. (d) Vermelho. (e) Marrom.

Embora os dois picos de resistência sejam identificados nas curvas de resistência à tração versus sucção matricial, a resistência máxima na faixa de baixa sucção não coincide com o ponto de entrada de ar do solo, conforme relatado na literatura. Talvez ele seja função não apenas das características de sucção do material, mas também da estrutura obtida dos esforços de compactação ou da influência dos teores de argila presentes, uma vez que para solos coesivos, o comportamento de resistência em função do teor de umidade é distinto.

Villar (2002), em ensaios com lama de resíduos de bauxita, identificou um crescimento contínuo da resistência à tração com a sucção matricial a partir de uma região próxima do ponto de entrada de ar até o limite de contração, região onde ela atinge seu máximo. A partir daí, com o fissuramento ficando mais intenso, há uma diminuição de ganho da resistência com o aumento da sucção matricial. Mas, novamente, para os solos residuais estudados no estado compactado o “limite de

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0310927/CA

contração" dos solos não coincide com os valores de máxima resistência determinados.

De acordo com os resultados obtidos pode-se dizer que, para os solos compactados, há um crescimento continuo da resistência à tração com a diminuição do teor de umidade até um valor próximo, mas inferior, ao "limite de contração" das amostras. Após esse primeiro valor máximo, ocorre em um segundo ponto, próximo à saturação residual, mas antes dela, um segundo máximo de resistência.

A Tabela 8.16 resume os resultados obtidos para os solos compactados. A tabela também resume o teor de argila dos solos obtidos no ensaio de granulometria com defloculante.

Tabela 8.16 – Resistência à tração máxima dos solos compactados.

Solo	***Resistência à tração máxima (kPa)***	***Grau de saturação (%)***	***Teor de umidade (%)***	***Teor de argila (%)***
Marrom	170	21	5	35,0
Vermelho	60	6	1,6	12,0
Laranja	35	46	12,5	8,9
Amarelo	20	38	9,5	4,0
Branco	17	51	10	3,0

A coesão aparente tem valor significativo para os solos argilosos ou cimentados, e a coesão capilar é função da sucção. Quanto maior o teor de argila presente, maior será o valor da sucção desenvolvida. Comparando-se os teores de argila encontrados para os solos com a resistência à tração máxima obtida dos ensaios, é obtida uma relação linear com R^2 igual 0,995 entre os parâmetros (Figura 8.55).

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0310927/CA

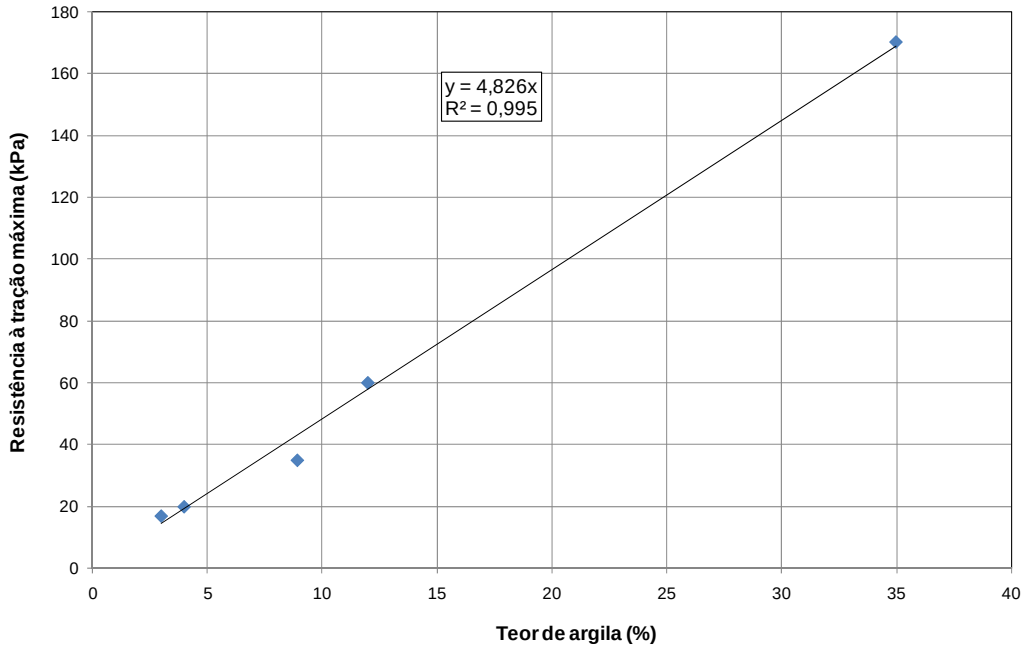


Figura 8.55 – Relação entre a resistência à tração e o teor de argila das amostras compactadas.

8.2. Solos Indeformados

O mesmo programa de ensaios executado com as amostras no estado compactado foi realizado para as amostras no estado indeformado. Os resultados obtidos com os solos compactados, mais “comportados” do ponto de vista geotécnico que os solos naturais, que no caso dos materiais estudados são difícil análise decorrente da heterogeneidade apresentada, auxiliam a análise do comportamento dos solos indeformados.

Os corpos-de-prova dos solos indeformados foram moldados a partir dos blocos e PVC’s coletados no talude e descritos nos Capítulos 4 e 5. Em todos os ensaios manteve-se a numeração de registro das amostras no LAME – Laboratório de Materiais e Estruturas.

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0310927/CA

8.2.1. Resistência ao Cisalhamento

8.2.1.1. Ensaio de Cisalhamento Direto

Ensaios de cisalhamento direto inundado em amostras indeformadas dos cinco solos estudados foram realizados por Oliveira (2006). Para esses ensaios foram utilizados corpos-de-prova de 10 cm de lado e 2,5 cm de altura. O procedimento de ensaio foi idêntico ao das amostras compactadas. Os testes foram conduzidos em uma prensa Shear Trac II, fabricada pela Geocomp. Este equipamento é automatizado e a aplicação da tensão normal é realizada através de um motor de passo elétrico. O monitoramento da força vertical aplicada, da força tangencial e dos deslocamentos vertical e horizontal durante o ensaio é realizado por células de carga e extensômetros. Maiores detalhes sobre a execução dos ensaios podem ser obtidos em Oliveira (2006). A Tabela 8.1 traz dados dos 24 corpos de prova empregados nos ensaios de cisalhamento direto.

Os resultados dos ensaios estão apresentados nas Figura 8.56 à Figura 8.60, sob a forma de curvas que mostram a variação da tensão cisalhante e da altura dos corpos de prova em função dos deslocamentos horizontais. Nos gráficos, considerou-se redução de altura como sendo positiva, com a expansão correspondendo a valores negativos.

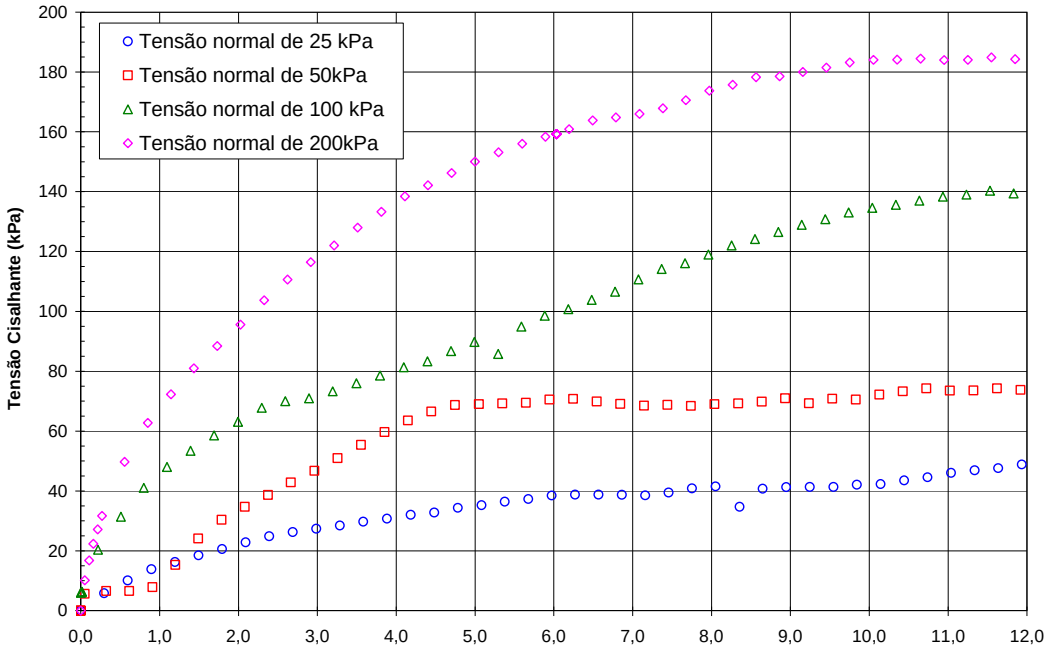
Nos ensaios não é possível distinguir claramente picos de resistência. O comportamento do material é distinto também quanto à variação de volume durante o cisalhamento – a altura da maioria dos corpos de prova tendeu a diminuir com a evolução dos deslocamentos.

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0310927/CA

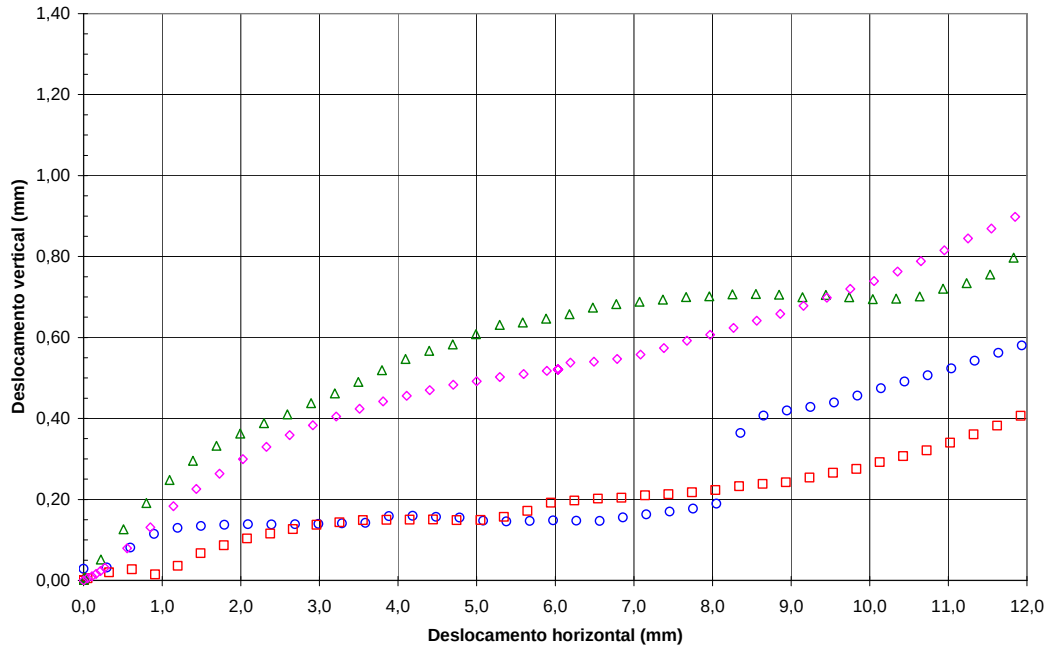
Tabela 8.17 – Dados dos corpos-de-prova utilizados nos ensaios de cisalhamento direto.

Amostra	*Tensão normal aplicada (kPa)*	*Umidade inicial (w_0 %)*	*Umidade final (w_f %)*	*Peso específico (γ_{nat} kN/m^3)*	*Peso específico seco (γ_d kN/m^3)*
Marrom 2.4498.05	25	25,43	42,10	18,54	14,78
	50	21,03	44,21	18,36	15,17
Marrom 2.4240.05	25	22,65	35,03	18,79	15,32
	100	22,65	31,86	19,69	16,06
	200	22,65	30,80	18,50	15,09
Vermelho 2.4400.05	25	25,62	51,98	15,86	12,62
Vermelho 2.4241.05	25	29,71	54,66	14,83	11,43
Vermelho 2.4234.05	50	27,39	53,51	14,98	11,76
Vermelho 2.4233.05	100	28,41	48,22	23,64	18,41
	200	28,41	47,25	15,01	11,69
Laranja 2.4005.05	25	31,64	46,47	14,26	10,83
	50	31,64	43,54	17,49	13,28
Laranja 2.4018.05	25	28,44	54,70	15,86	12,34
	100	36,01	47,80	16,16	11,88
	200	36,01	45,15	17,23	12,67
Amarelo 2.4095.05	25	51,17	40,19	16,83	11,13
Amarelo 2.4211.05	50	29,09	40,54	18,06	13,99
Amarelo 2.4342.05	50	15,03	37,12	18,30	15,91
Amarelo 2.4343.05	100	24,59	41,08	17,27	13,86
	200	24,59	36,66	17,32	13,90
Branco 2.4038.05	25	14,53	26,21	20,33	17,75
	50	14,28	25,41	18,68	16,34
Branco 2.4037.05	100	10,02	25,99	21,69	19,71
Branco 2.4088.05	200	18,47	33,45	20,64	17,43

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0310927/CA



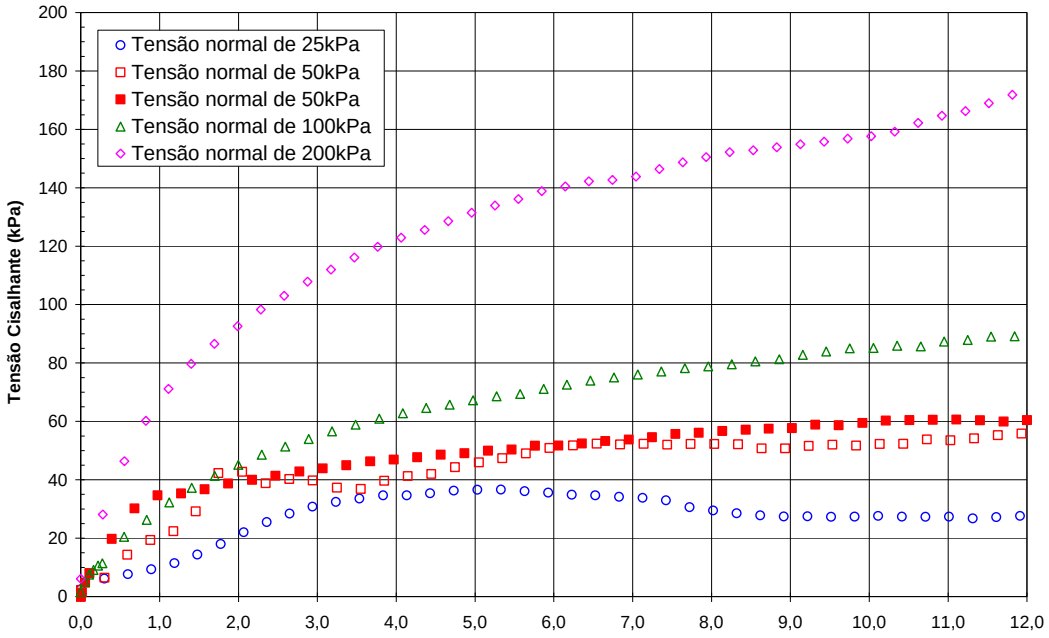
(a)



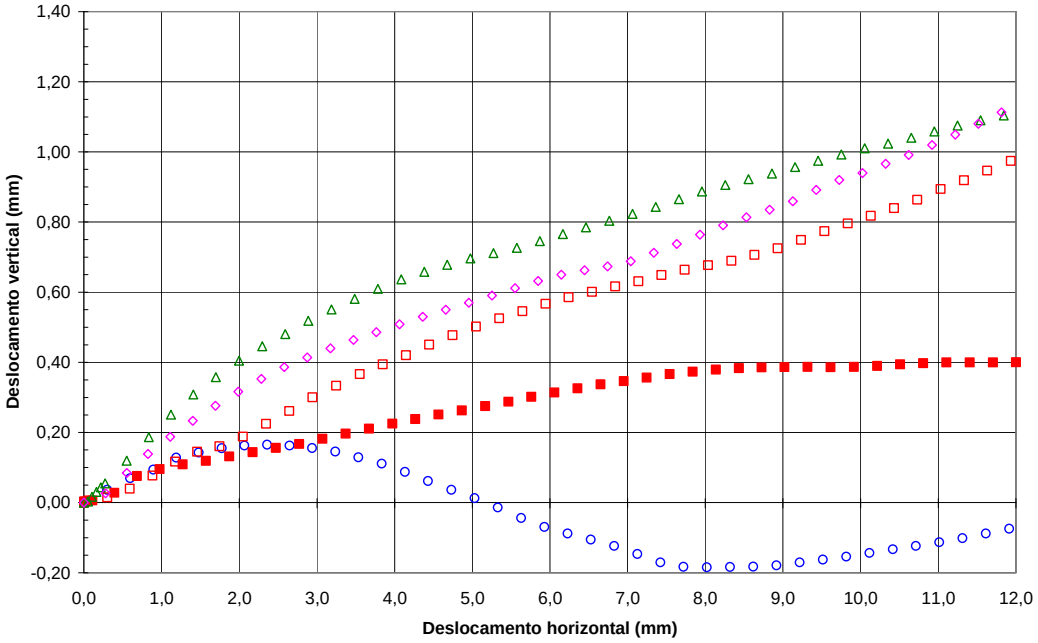
(b)

Figura 8.56 – Solo Branco: (a) tensão cisalhante x deslocamento, (b) variação de altura durante os ensaios (Oliveira, 2006).

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0310927/CA



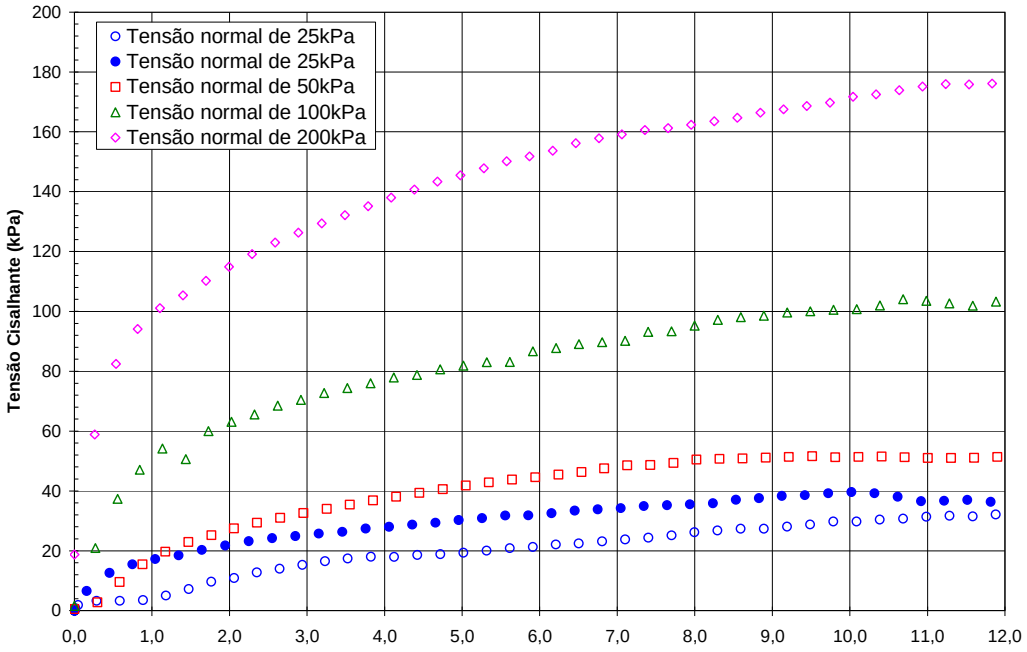
(a)



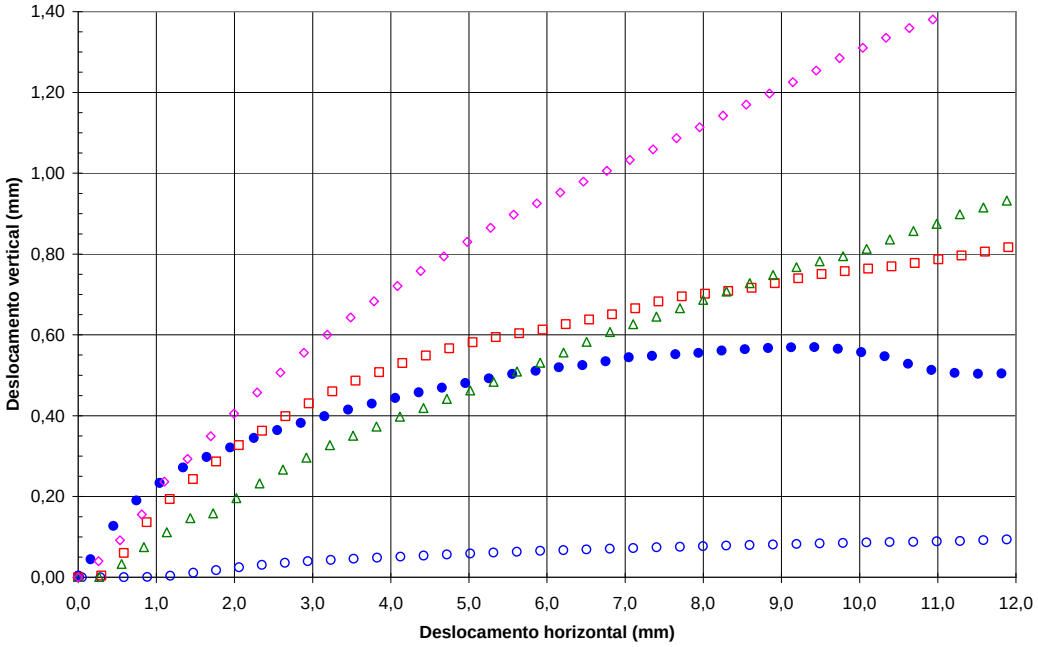
(b)

Figura 8.57 – Solo Amarelo: (a) tensão cisalhante x deslocamento, (b) variação de altura durante os ensaios (Oliveira, 2006).

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0310927/CA



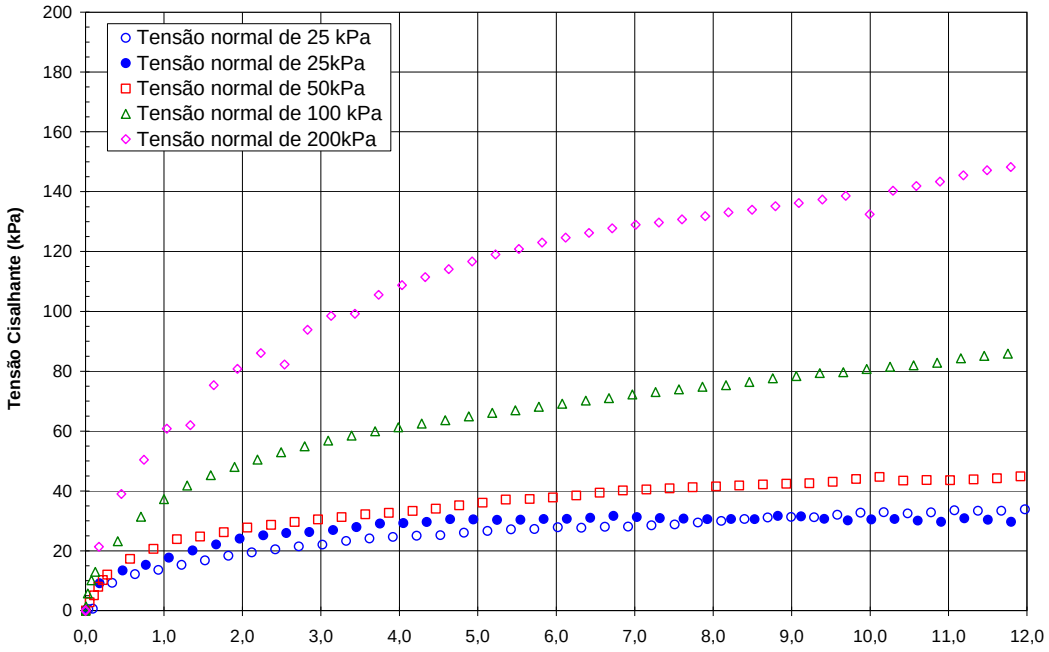
(a)



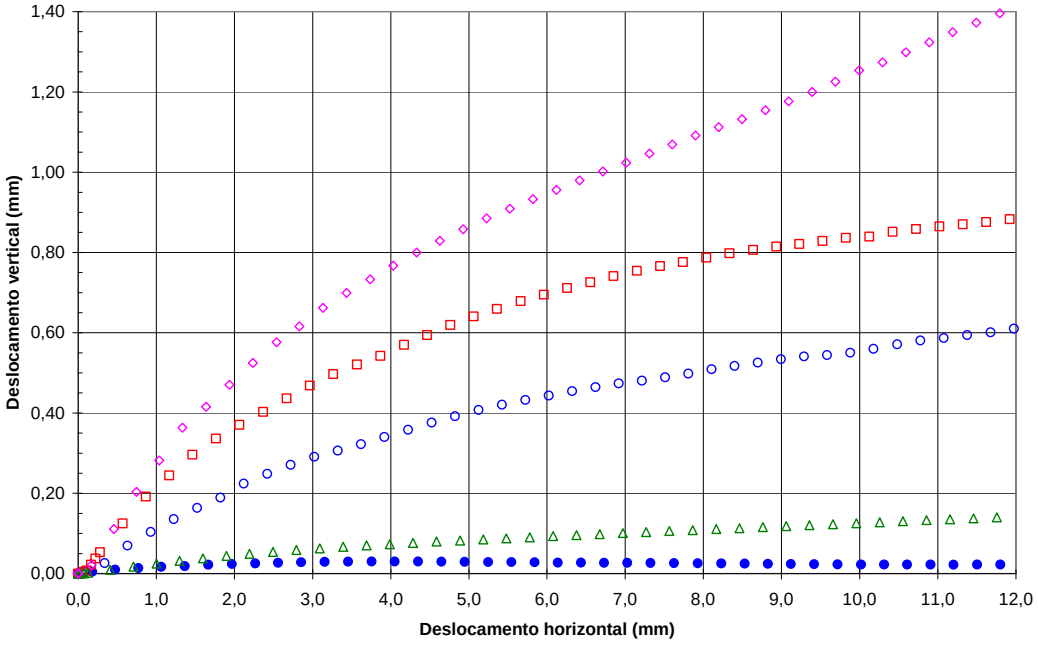
(b)

Figura 8.58 – Solo Laranja: (a) tensão cisalhante x deslocamento, (b) variação de altura durante os ensaios (Oliveira, 2006).

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0310927/CA



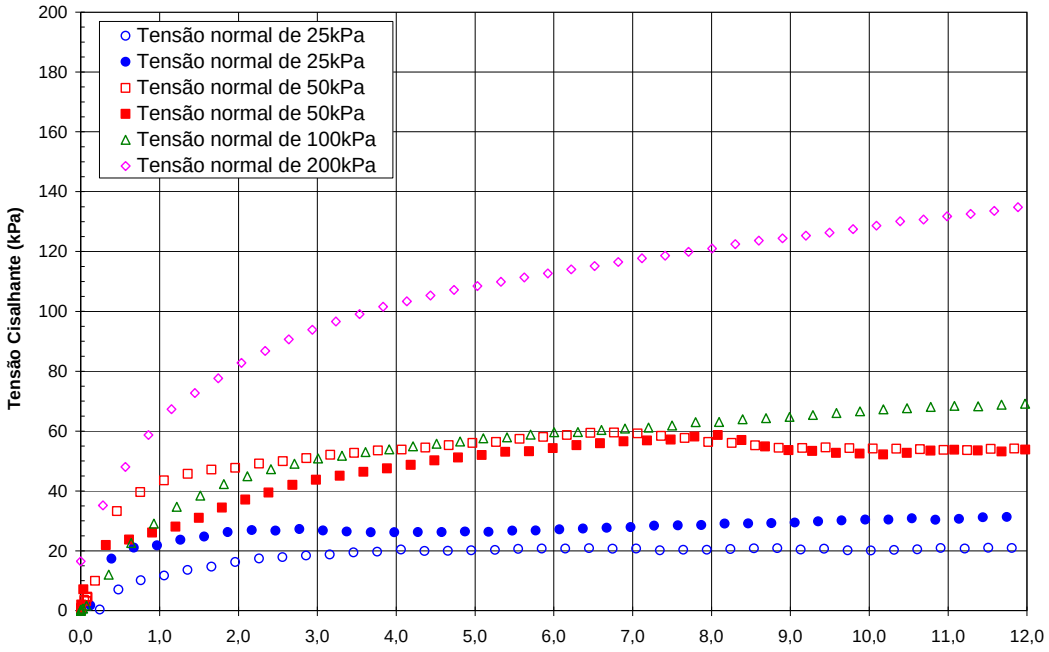
(a)



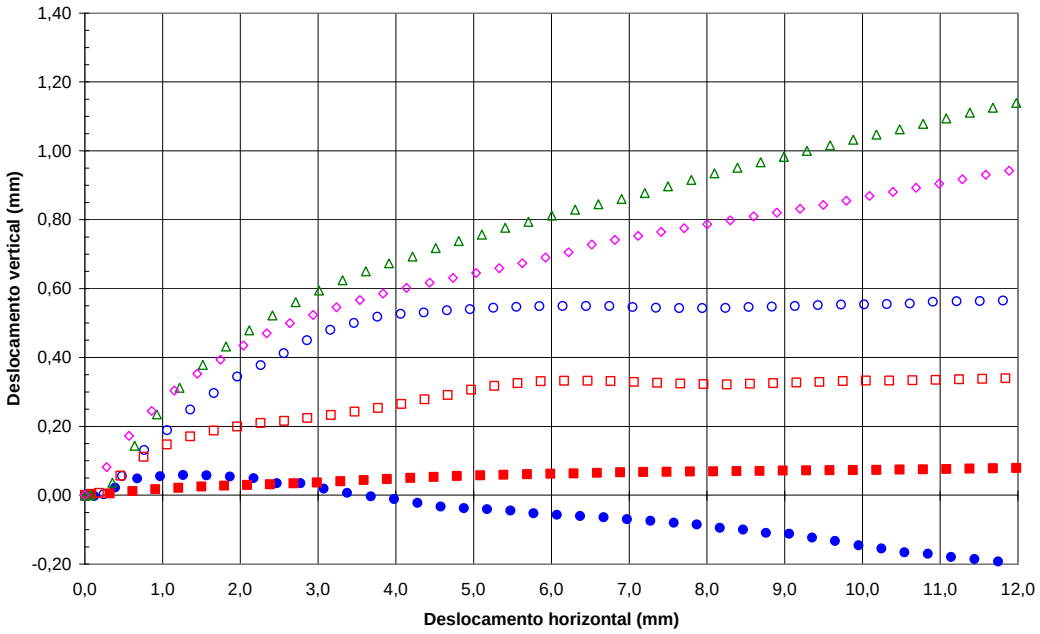
(b)

Figura 8.59 – Solo Vermelho: (a) tensão cisalhante x deslocamento, (b) variação de altura durante os ensaios (Oliveira, 2006).

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0310927/CA



(a)



(b)

Figura 8.60 - Solo Marrom: (a) tensão cisalhante x deslocamento, (b) variação de altura durante os ensaios (Oliveira, 2006).

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0310927/CA

Nas curvas “deslocamento vertical x deslocamento horizontal”, foi verificado um comportamento dilatante após a ruptura para baixas tensões normais (25 kPa), para os solos Amarelo e Marrom. Os solos Branco, Laranja e Vermelho apresentaram para todas as tensões normais aplicadas uma contração dos corpos-de-prova. O comportamento dilatante é típico de solos pré-adensados, que precisam rearranjar seus grãos para que ocorra a ruptura ou, no caso de solos residuais, a pressão de cedência é a “pressão limite” para a tensão vertical máxima em que ocorre o comportamento dilatante (Bastos, 1991 *apud* Bevilaqua, 2004).

Em relação às curvas “tensão cisalhante x deslocamento horizontal”, todos os solos apresentaram comportamento similar, com a resistência se mantendo constante para as tensões menores, e com a resistência crescente com o deslocamento horizontal para as tensões maiores. A exceção ocorreu para a tensão de 25 kPa do solo Amarelo que apresentou pico.

De acordo com Davison Dias *et al*. (1996 *apud* Bevilaqua *et al*., 2004) e de Campos (1986), solos residuais com uma forte estruturação, que é variável na massa de solo, ora podem apresentar ocorrência de pico (em solos mais estruturados), ora a resistência se mantém constante após atingir o valor máximo, podendo, ainda, ocorrer um crescimento de resistência até o final do ensaio.

Na Figura 8.61 e na Figura 8.62 os resultados dos ensaios estão representados como pontos em um diagrama tensão cisalhante máxima *versus* tensão normal. Para comparação, são apresentadas as retas (envoltórias assumindo como válido o critério de Mohr-Coulomb) que melhor se ajustam a cada conjunto de ensaios. Para a determinação das envoltórias de ruptura foram considerados deslocamentos de 6 mm (Figura 8.62) e de 12 mm (Figura 8.61). Alguns autores como Mello (1972) e Charles e Soares (1984) sugerem o ajuste de uma envoltória curva por uma função de potência. Oliveira (2006) realizou esse ajuste nos solos estudados e obteve boa correlação. As envoltórias com ajuste por uma função de potência são apresentadas na Figura 8.63 e na Tabela 8.19 estão as equações ajustadas e os coeficientes de correlação obtidos.

Considerando as envoltórias de Mohr-Coulomb para os deslocamentos de 6 mm e 12 mm, o solo Branco apresenta a maior resistência ao cisalhamento. Para baixas tensões normais as resistências dos solos Amarelo, Laranja, Vermelho e Marrom estão muito próximas. Com o aumento da tensão normal, os solos Laranja e Amarelo apresentam uma resistência ao cisalhamento superior às dos solos Vermelho e Marrom.

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0310927/CA

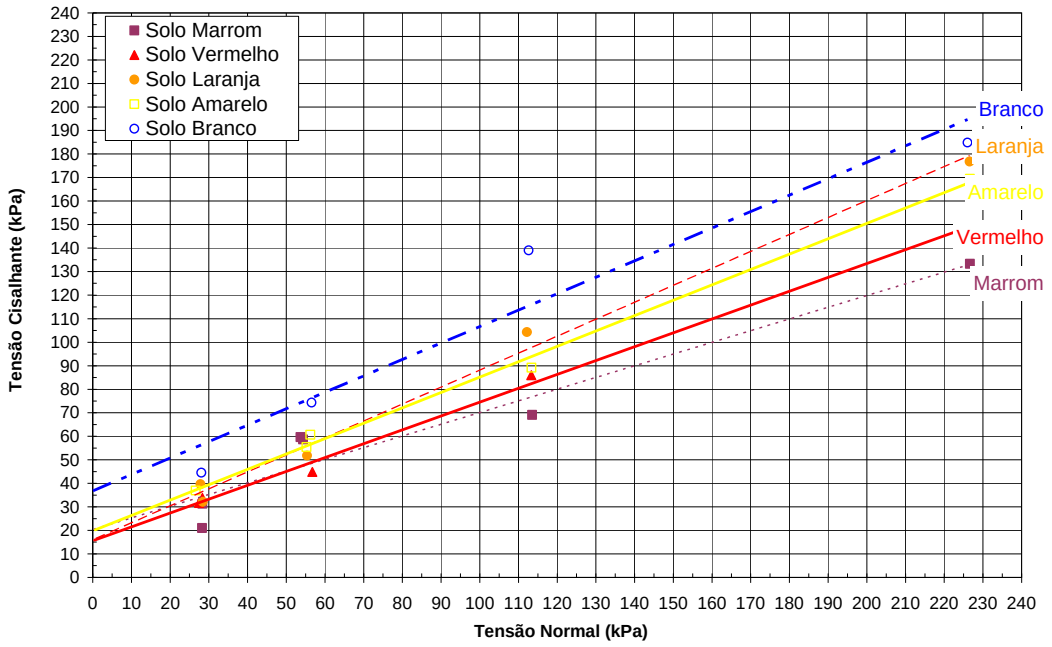


Figura 8.61 – Envoltória de resistência para deslocamento de 12 mm assumindo como válido o critério de Mohr-Coulomb (Oliveira, 2006).

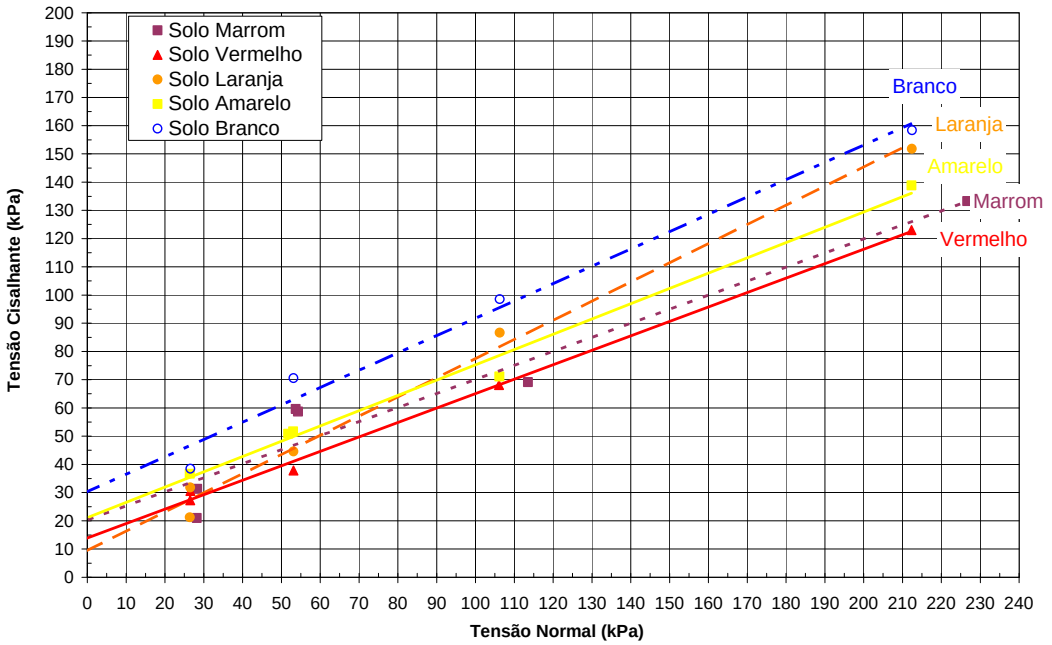


Figura 8.62 – Envoltória de resistência para deslocamento de 6 mm assumindo como válido o critério de Mohr-Coulomb (Oliveira, 2006).

O processo de intemperismo em climas tropicais e subtropicais influencia diretamente a formação dos solos residuais (espessuras dos horizontes residuais, atividade química e pedogênese desses horizontes), como também, determina os parâmetros de resistência desses solos. A própria decomposição da rocha, devido à atuação do intemperismo, conduz a uma diminuição de sua resistência. A Tabela 8.18

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0310927/CA

resume os parâmetros de resistência de Mohr Coulomb para os deslocamentos de 12 mm e de 6 mm. O solo que apresenta maior resistência é o solo Branco, principalmente devido ao parâmetro coesivo, em torno de 37 kPa para o deslocamento de 12 mm e 30,4 kPa para o deslocamento de 6 mm.

Tabela 8.18 – Resumo dos ensaios de cisalhamento direto dos solos indeformados.

	Coesão (c) (kPa)	***Ângulo de atrito (ϕ) (°)***	***Coesão (c) kPa***	***Ângulo de atrito (ϕ) (°)***
	Deslocamento de 12 mm		***Deslocamento de 6 mm***	
Marrom	20,3	26,5	21,0	23,4
Vermelho	15,6	30,5	13,6	27,1
Laranja	16,0	35,8	9,5	34,2
Amarelo	19,9	33,2	21,1	28,4
Branco	37,0	34,9	30,4	31,5

Observa-se uma diminuição do ângulo de atrito com o intemperismo, fato normalmente relatado na literatura (Souza Neto *et al*., 2001). O ângulo de atrito do solo Branco é de 34,9º para o deslocamento de 12 mm e 31,5º para o deslocamento de 6 mm, enquanto que o ângulo de atrito do solo Marrom tem o valor de 23,4º para o deslocamento de 6 mm e 26,5º para o deslocamento de 12 mm. O solo Laranja, no entanto, é exceção a essa tendência, pois apresenta ângulo de atrito de 35,8º quando o deslocamento aplicado é de 12 mm.

Entretanto, o mesmo processo que transformou uma rocha gnáissica, por exemplo, em solo granular, menos coesivo e menos resistente, leva a uma argilização ao longo do tempo que vai transformando-o em solo argiloso, mais coesivo e relativamente mais resistente. Nos solos estudados, observa-se uma diminuição do parâmetro coesivo do solo Branco ao solo Laranja com o solo Marrom apresentando pequena recuperação (aumento) do parâmetro coesivo em relação ao solo Vermelho.

Nenhuma correlação geral consistente entre o intercepto coesivo e índices físicos dos solos residuais pôde, ainda, ser estipulada, apesar de alguns solos em particular apresentarem um aumento da coesão com o aumento do teor de argila (Souza Neto *et al*., 2001).

Sandroni (1974 *apud* Futai, 2002), Vaughan (1992 *apud* Futai, 2002) e de Oliveira *et al*. (2002) consideram a envoltória de ruptura curva até próximo da tensão de escoamento. A partir deste valor o solo passa a ter comportamento semelhante a um solo normalmente adensado e a envoltória passa a ser reta. As tensões de escoamento dos solos estudados situam-se entre 200 e 600 kPa (ver Capítulo 7) e a tensão normal máxima dos ensaios de cisalhamento foi de 200 kPa. Assim, em todo o trecho da envoltória apresentada neste capítulo ela seria curva, pois não teria

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0310927/CA

ultrapassado a tensão de cedência dos solos. Tal possibilidade é verificada nas Figura 8.63 e Tabela 8.19.

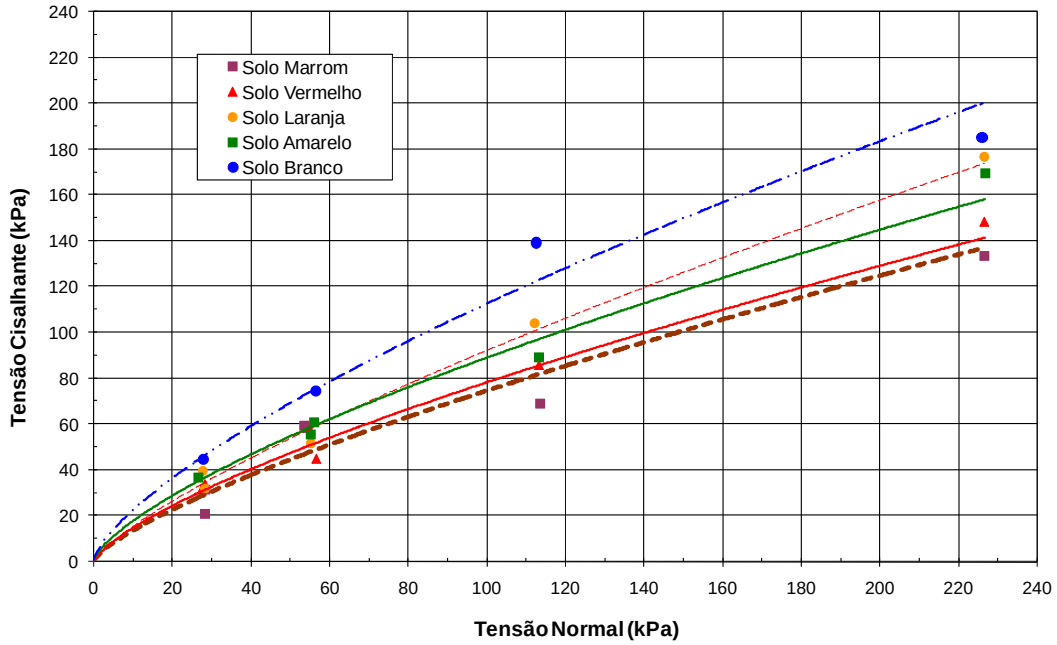


Figura 8.63 – Envoltória de resistência curva ajustada por uma função potência (Oliveira, 2006).

Tabela 8.19 – Equações potenciais propostas para os ensaios de cisalhamento (Oliveira, 2006).

Solo	***Equação*** $\tau = a \cdot \sigma^{b}$	***Coeficiente de correlação (R^2)***
Marrom	$\tau = 2{,}4267 \cdot \sigma^{0{,}7437}$	0,8825
Vermelho	$\tau = 2{,}8266 \cdot \sigma^{0{,}7212}$	0,9829
Laranja	$\tau = 2{,}6033 \cdot \sigma^{0{,}7746}$	0,9784
Amarelo	$\tau = 3{,}4983 \cdot \sigma^{0{,}7027}$	0,9861
Branco	$\tau = 4{,}4269 \cdot \sigma^{0{,}7031}$	0,9803

Comparando-se os resultados obtidos para os solos indeformados com os resultados dos solos compactados, observam-se diferenças entre os parâmetros de resistência obtidos. Na Figura 8.64 apresenta-se a variação com a profundidade da coesão e do ângulo de atrito para os solos indeformados e compactados. Esses parâmetros representados na figura foram determinados para o deslocamento de 12 mm.

Diferenças entre as porosidades dos corpos-de-prova compactados e indeformados podem dar origem a diferenças entre os parâmetros de resistência dos solos. Observa-se que no estado natural o solo Branco e o Amarelo apresentam

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0310927/CA

valor de coesão superior ao do estado compactado. Este fato exemplifica a estrutura recebida da rocha mãe, que se traduz em parâmetro coesivo, e que é destruída no destorroamento e compactação do material. Para os solos Vermelho e Marrom, a energia de compactação produz uma maior aglutinação das partículas argilosas e, conseqüente maior coesão.

O ângulo de atrito apresentado pelos solos no estado natural é superior ao do solo no estado compactado, com exceção para o solo Marrom, como pode ser visualizado na Figura 8.64(b). Neste caso também a estrutura original do solo, recebida da rocha de origem, é responsável por essa característica.

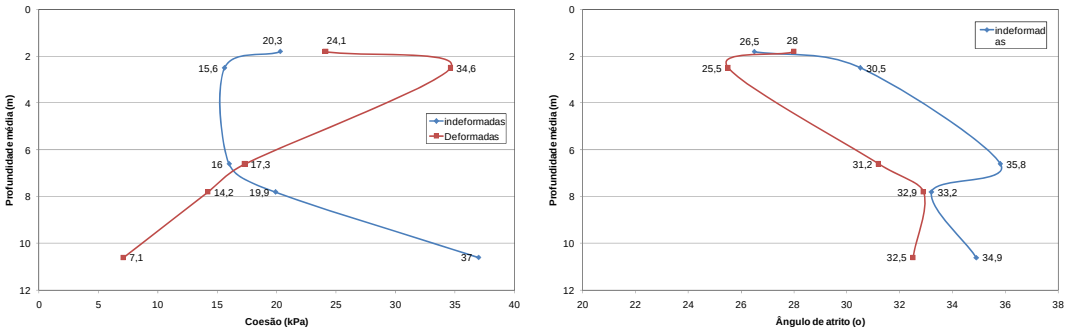


Figura 8.64 – Variação dos parâmetros de resistência com a profundidade. (a) Coesão dos solos indeformados e compactados. (b) Ângulo de atrito dos solos indeformados e compactados.

8.2.1.2. Ensaio de Compressão Simples

Foram realizados ensaios de compressão uniaxial em corpos-de-prova indeformados de amostras de solos Branco, Amarelo, Laranja, Vermelho e Marrom. Assim como nos ensaios com os solos compactados, os corpos-de-prova indeformados foram ensaiados em diversos teores de umidade. A partir da umidade natural (umidade de moldagem), os corpos-de-prova foram umedecidos ou secos. A secagem se deu expondo o corpo-de-prova à temperatura ambiente. O umedecimento foi realizado através de imersão em vapor de água. O controle da umidade era realizado pela pesagem do corpo-de-prova. Uma vez que a massa desejada era atingida, o corpo-de-prova era envolto em papel filme e deixado em repouso na câmara úmida até o dia seguinte para uniformização interna do teor de umidade. Para alguns solos, como por exemplo, o solo Branco, não foi possível atingir valores de umidade muito baixos nem muito altos, pois o corpo-de-prova se desmanchava. Os corpos de prova tinham, em média, 50 mm de diâmetro e 100 mm de altura e foram cisalhados com velocidade de 0,5 mm/min. Para o cisalhamento

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0310927/CA

dos corpos-de-prova foi utilizada uma prensa automatizada *Wykeham Farrance*. Os valores de carga eram obtidos através de um anel dinamométrico de capacidade 1 kN, e os deslocamentos através de um transdutor elétrico de 25 mm de curso.

Durante o processo de moldagem do corpo-de-prova foi determinado o teor de umidade inicial do solo. Após a moldagem e antes do ensaio, os corpos-de-prova eram pesados e tinham suas dimensões aferidas. Após o ensaio a umidade final era determinada. Esse teor de umidade era correlacionado com a sucção matricial através da curva característica do solo. Os índices físicos foram calculados para todos os corpos-de-prova e seus valores são apresentados nas tabelas 8.20 a 8.24. Nas tabelas, $w_{natural}$ identifica o teor de umidade gravimétrico de moldagem do corpo-de-prova e w_{grav}. e w_{vol}. correspondem aos teores de umidade gravimétricos e volumétricos, respectivamente, após o cisalhamento do corpo-de-prova. A partir do registro da força aplicada ao solo e do deslocamento do corpo-de-prova foram traçadas as curvas tensão – deformação e determinado o módulo inicial para pequenas deformações, normalmente inferiores a 0,5%, que está representado nas tabelas por E.

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0310927/CA

Tabela 8.20 – Índices físicos dos corpos de prova Branco submetidos à compressão uniaxial.

	Amostra	σ_1 (kPa)	$w_{natural}$ (%)	$w_{grav.}$ (%)	$w_{vol.}$ (%)	γ (kN/m³)	γ_d (kN/m³)	ρ_{real} (g/cm³)	e	n	S (%)	E (kPa)
1	2.4019.05	23,21	10,30	9,63	14,06	15,71	14,33	2,70	0,85	0,46	30,59	4800
2		33,87	10,30	12,05	18,83	17,18	15,33	2,70	0,73	0,42	44,57	3400
3	2.4028.05	11,76	18,60	16,02	25,20	17,91	15,43	2,75	0,75	0,43	58,68	10800
4	2.4036.05	102,57	13,40	13,98	23,64	18,91	16,59	2,74	0,62	0,38	61,74	5200
5		130,84	13,40	16,48	24,53	17,01	14,60	2,74	0,84	0,46	53,72	4200
6	2.4039.05	126,21	10,60	10,00	17,34	18,71	17,01	2,75	0,58	0,37	47,36	7000
7	2.4041.05	29,00	13,60	12,29	20,67	18,53	16,50	2,74	0,63	0,39	53,39	8800
8	2.4059.05	5,59	22,00	15,90	23,86	17,06	14,72	2,75	0,83	0,45	52,62	1800
9		63,47	22,00	17,50	29,54	19,46	16,56	2,75	0,63	0,39	76,31	2000
10		75,44	22,00	19,40	29,28	17,68	14,81	2,75	0,82	0,45	64,99	5400
11	2.4062.05	32,37	14,30	15,05	25,11	18,83	16,37	2,70	0,62	0,38	65,61	1800
12		41,89	14,30	18,55	24,73	15,51	13,08	2,70	1,03	0,51	48,68	5000
13	2.4064.05	33,65	22,00	16,50	23,57	16,33	14,02	2,74	0,91	0,48	49,59	4400
14	2.4068.05	34,63	22,20	21,58	27,38	15,13	12,45	2,70	1,13	0,53	51,56	2400
15		45,62	22,20	22,53	30,52	16,28	13,29	2,70	0,99	0,50	61,45	5200
16		34,63	22,20	22,72	28,39	15,04	12,26	2,70	1,16	0,54	52,88	2200
17	2.4071.05	27,76	16,60	16,00	25,56	18,18	15,67	2,70	0,69	0,41	62,61	1000
18		29,72	16,60	16,97	25,78	17,43	14,90	2,70	0,78	0,44	58,74	1400
19		37,77	16,60	17,20	25,94	17,34	14,80	2,70	0,79	0,44	58,78	400
20	2.4079.05	22,96	15,00	16,72	27,20	18,63	15,96	2,70	0,66	0,40	68,40	1200
21		26,49	15,00	17,68	27,88	18,20	15,47	2,70	0,71	0,42	67,23	1200
22	2.4080.05	35,22	17,20	15,20	23,68	17,61	15,28	2,70	0,73	0,42	56,22	800
23	2.4081.05	39,73	20,90	17,60	25,36	16,62	14,14	2,70	0,87	0,47	54,62	1200
24	2.4098.05	50,13	20,90	20,61	29,92	17,18	14,24	2,70	0,86	0,46	64,71	2200
25		54,05	20,90	20,65	30,54	17,51	14,51	2,70	0,83	0,45	67,17	2200
26		46,01	20,90	20,80	27,91	15,90	13,16	2,70	1,01	0,50	55,60	3000
27	2.4250.06	1,74	13,80	27,43	39,91	18,19	14,27	2,70	0,86	0,46	86,12	600
28	2.4341.05	49,45	20,50	18,32	29,57	18,73	15,83	2,70	0,67	0,40	73,83	3200
29	2.4344.05	47,12	22,80	29,14	35,99	15,65	12,12	2,70	1,19	0,54	66,12	10000
30	2.4448.06	73,22	13,80	23,75	31,93	16,32	13,19	2,70	1,01	0,50	63,49	6400
31	2.4457.06	66,60	-	25,97	35,65	16,96	13,47	2,70	0,97	0,49	72,29	2000
32	4.4418.05	85,94	9,50	7,19	10,01	14,64	13,65	2,70	0,94	0,48	20,65	3800
33	4.4449.05	39,28	12,20	15,20	23,55	17,51	15,20	2,70	0,74	0,43	55,46	4800
34	4.4450.05	23,70	23,60	24,26	33,06	16,61	13,37	2,70	0,98	0,49	66,84	4800
35	4.4458.05	9,86	13,80	27,43	39,70	18,09	14,20	2,70	0,87	0,47	85,13	800
36	4.4459.05	3,77	28,00	24,96	34,58	16,98	13,59	2,70	0,95	0,49	70,94	20
37	4.4461.05	44,02	13,30	13,53	21,22	17,47	15,39	2,70	0,72	0,42	50,74	4200
38	4.4463.05	67,02	33,70	30,00	41,75	17,75	13,65	2,70	0,94	0,48	86,17	7200

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0310927/CA

Tabela 8.21 – Índices físicos dos corpos de prova Amarelo submetidos à compressão uniaxial.

	Amostra	σ_1 (kPa)	$w_{natural}$ (%)	$w_{grav.}$ (%)	$w_{vol.}$ (%)	γ (kN/m³)	γ_d (kN/m³)	ρ_{real} (g/cm³)	e	n	S (%)	E (kPa)
1	2.4021.05	20,21	20,20	19,10	31,07	19,01	15,96	2,68	0,65	0,39	78,66	2600
2		35,22	20,20	20,69	32,26	18,46	15,30	2,68	0,72	0,42	76,93	2600
3		28,65	20,20	22,14	35,31	19,11	15,64	2,68	0,68	0,40	87,16	3200
4	2.4029.05	28,45	29,10	24,93	38,66	19,00	15,21	2,68	0,73	0,42	91,35	300
5		19,91	29,10	25,00	39,95	19,60	15,68	2,68	0,67	0,40	99,81	1600
6		18,05	29,10	25,33	38,97	18,91	15,09	2,68	0,74	0,43	91,56	5600
7	2.4075.05	66,61	23,80	22,62	30,37	16,15	13,17	2,70	1,01	0,50	60,47	2000
8		42,18	23,80	22,81	35,43	18,71	15,24	2,70	0,74	0,43	83,23	300
9		31,00	23,80	22,90	28,92	15,23	12,39	2,70	1,14	0,53	54,24	1400
10	2.4099.05	88,04	29,50	23,33	31,26	16,21	13,15	2,72	1,03	0,51	61,56	6000
11		83,38	29,50	27,39	35,96	16,41	12,88	2,72	1,07	0,52	69,58	4000
12	2.4100.05	67,97	30,00	28,76	36,81	16,16	12,55	2,72	1,12	0,53	69,79	4000
13		43,84	30,00	32,28	43,51	17,49	13,22	2,72	1,02	0,50	86,02	3600
14	2.4344.05	59,62	22,80	29,14	38,55	16,76	12,98	2,72	1,05	0,51	75,43	2000
15	2.4210.05	97,24	30,40	17,17	21,46	14,37	12,26	2,72	1,17	0,54	39,89	6000
16	2.4215.05	71,31	25,70	15,70	21,66	15,66	13,53	2,72	0,97	0,49	43,99	2600
17	2.4264.05	11,55	0,30	2,22	2,89	13,03	12,75	2,72	1,09	0,52	5,54	2000
18	2.4266.05	60,94	0,20	1,59	2,04	12,81	12,61	2,72	1,11	0,53	3,89	6000
19	2.4272.05	60,23	41,10	37,00	43,66	15,86	11,57	2,72	1,30	0,57	77,36	4000
20	2.4274.05	9,92	18,80	8,96	11,92	14,22	13,05	2,72	1,04	0,51	23,42	400
21	2.4422.05	32,02	9.6	10,90	14,20	14,17	12,78	2,72	1,09	0,52	27,18	1600
22	2.4424.05	19,15	37,70	37,00	47,50	17,25	12,59	2,72	1,12	0,53	89,79	500

Tabela 8.22 – Índices físicos dos corpos de prova Laranja submetidos à compressão uniaxial.

	Amostra	σ_1 (kPa)	$w_{natural}$ (%)	$w_{grav.}$ (%)	$w_{vol.}$ (%)	γ (kN/m³)	γ_d (kN/m³)	ρ_{real} (g/cm³)	e	n	S (%)	E (kPa)
1	4.4220.05	40,48	28,20	16,36	20,07	14,00	12,04	2,76	1,25	0,56	36,18	12800
2	4.4221.05	150,00	24,50	12,44	15,62	13,85	12,32	2,76	1,20	0,55	28,65	7600
3	4.4222.05	107,91	32,30	7,33	9,49	13,63	12,70	2,76	1,13	0,53	17,93	6400
4		90,16	32,30	22,19	27,20	14,70	12,03	2,76	1,25	0,56	49,07	9000
5		39,80	32,30	28,35	36,19	16,08	12,52	2,76	1,16	0,54	67,55	20000
6		91,08	32,30	31,51	37,82	15,48	11,77	2,76	1,30	0,57	67,00	8600
7	4.4223.05	59,61	26,50	16,69	20,56	14,10	12,08	2,76	1,24	0,55	37,20	5600
8		28,26	26,50	20,07	25,07	14,71	12,25	2,76	1,21	0,55	45,85	5600
9	4.4276.05	27,14	41,40	31,51	38,94	15,95	12,12	2,76	1,24	0,55	70,24	3000
10	4.4277.05	81,42	17,30	18,07	23,26	14,91	12,63	2,76	1,15	0,53	43,43	12000
11	4.4278.06	115,48	42,50	34,98	43,71	16,55	12,26	2,76	1,21	0,55	79,90	12000
12	4.4280.05	72,41	25,20	22,98	26,67	14,00	11,38	2,76	1,38	0,58	46,03	8000
13	4.4281.05	71,20	25,20	13,54	16,90	13,90	12,24	2,76	1,21	0,55	30,93	10800
14	4.4425.05	118,72	9,70	11,57	15,05	14,24	12,76	2,76	1,12	0,53	28,55	3000

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0310927/CA

Tabela 8.23 – Índices físicos dos corpos de prova Vermelho submetidos à compressão uniaxial.

	Amostra	σ_1 (kPa)	$w_{natural}$ (%)	$w_{grav.}$ (%)	$w_{vol.}$ (%)	γ (kN/m³)	γ_d (kN/m³)	ρ_{real} (g/cm³)	e	n	S (%)	E (kPa)
1	2.4114.05	23,25	38,10	37,80	41,53	14,85	10,78	2,73	1,49	0,60	69,28	1800
2		31,20	38,10	37,90	44,28	15,81	11,46	2,73	1,34	0,57	77,24	1400
3		49,83	38,10	38,70	51,29	18,03	13,00	2,73	1,06	0,51	99,71	5200
4	2.4232.05	20,91	26,80	25,86	28,88	13,79	10,96	2,73	1,45	0,59	48,71	1400
5		48,46	26,80	28,34	34,39	15,28	11,91	2,73	1,25	0,56	61,92	2400
6		19,56	26,80	39,61	48,64	16,82	12,05	2,73	1,22	0,55	88,67	1000
7	2.4235.05	84,58	23,20	12,37	14,53	12,95	11,52	2,73	1,33	0,57	25,40	6000
8		76,50	23,20	15,41	18,62	13,68	11,85	2,73	1,26	0,56	33,40	7200
9		65,17	23,20	22,88	28,85	15,20	12,37	2,73	1,17	0,54	53,41	3000
10		29,67	23,20	32,18	36,94	14,89	11,26	2,73	1,38	0,58	63,68	3600
11	2.4237.05	31,76	30,80	5,31	6,76	13,15	12,48	2,73	1,15	0,53	12,61	7000
12		24,22	30,80	6,27	7,36	12,23	11,51	2,73	1,33	0,57	12,88	1400
13		10,19	32,30	23,06	30,58	16,01	13,01	2,73	1,06	0,51	59,41	7000
14	2.4239.05	52,50	29,40	5,90	7,70	13,55	12,80	2,73	1,09	0,52	14,79	7000
15		76,04	29,40	6,58	8,00	12,71	11,93	2,73	1,25	0,56	14,38	7000
16	2.4503.05	15,99	-	1,90	2,39	12,60	12,36	2,73	1,17	0,54	4,43	6313
17		48,96	-	2,60	3,30	12,78	12,45	2,73	1,15	0,53	6,17	9007
18		21,01	-	2,80	3,82	13,74	13,37	2,73	1,00	0,50	7,65	5972
19		12,42	-	2,90	3,45	12,02	11,68	2,73	1,29	0,56	6,14	6861
20		40,42	-	3,70	5,02	13,79	13,30	2,73	1,01	0,50	10,00	7031
21	2.4504.05	39,91	-	3,10	4,04	13,17	12,77	2,73	1,10	0,52	7,70	11068
22		83,61	-	3,20	4,43	14,03	13,60	2,73	0,97	0,49	9,01	12994
23		145,32	-	3,30	5,10	15,68	15,18	2,73	0,77	0,44	11,70	12574
24		102,15	-	3,40	4,48	13,37	12,93	2,73	1,07	0,52	8,68	14364
25		99,98	-	3,60	4,36	12,30	11,87	2,73	1,26	0,56	7,80	15100
26		119,32	-	3,80	5,42	14,51	13,98	2,73	0,92	0,48	11,28	17184
27		58,10	-	3,90	5,24	13,70	13,19	2,73	1,03	0,51	10,34	13747
28		85,06	-	4,00	5,62	14,33	13,78	2,73	0,94	0,48	11,62	14156
29		46,40	-	4,20	5,39	13,12	12,59	2,73	1,13	0,53	10,15	11456
30		63,06	-	4,20	5,49	13,35	12,81	2,73	1,09	0,52	10,52	11636
31		70,17	-	4,20	5,49	13,35	12,81	2,73	1,09	0,52	10,52	14320
32		66,46	-	4,30	5,31	12,63	12,11	2,73	1,21	0,55	9,71	8990
33		119,91	-	4,30	5,67	13,49	12,93	2,73	1,07	0,52	10,98	7191
34		72,10	-	4,50	5,73	13,04	12,48	2,73	1,15	0,53	10,69	11087
35		120,02	-	4,60	5,88	13,12	12,54	2,73	1,14	0,53	11,02	7744
36		51,07	-	4,70	5,68	12,42	11,86	2,73	1,26	0,56	10,19	8617
37		116,01	-	4,90	6,35	13,33	12,71	2,73	1,11	0,53	12,06	6082
38		118,10	-	4,90	6,46	13,56	12,93	2,73	1,07	0,52	12,51	8627

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0310927/CA

Tabela 8.24 – Índices físicos dos corpos de prova Marrom submetidos à compressão uniaxial.

	Amostra	σ_1 (kPa)	$w_{natural}$ (%)	$w_{grav.}$ (%)	$w_{vol.}$ (%)	γ (kN/m³)	γ_d (kN/m³)	ρ_{real} (g/cm³)	e	n	S (%)	E (kPa)
1	2.4021.07	146,7	26,5	2,8	4,2	15,00	14,6	2,690	0,8	0,4	9,3	14102
2		159,1	26,5	2,6	3,9	15,20	14,8	2,690	0,8	0,4	9,0	13980
3		143,1	26,5	2,4	3,5	14,80	14,5	2,690	0,8	0,5	7,9	14437
4	2.4109.05	76,13	15,10	14,60	19,79	15,24	13,30	2,676	0,97	0,49	40,28	6000
5		53,07	15,10	16,20	22,16	15,60	13,42	2,676	0,96	0,49	45,16	4600
6		87,31	15,10	16,30	22,38	15,67	13,47	2,676	0,95	0,49	45,91	4200
7	2.4110.05	245,72	26,30	25,80	35,98	17,21	13,68	2,692	0,93	0,48	74,68	3000
8		102,22	26,30	26,30	37,56	17,69	14,01	2,692	0,89	0,47	79,55	6000
9		80,15	26,30	26,60	37,15	17,34	13,70	2,692	0,93	0,48	77,00	5000
10		245,72	21,60	18,82	26,57	16,46	13,85	2,692	0,91	0,48	55,67	11800
11		261,44	21,60	19,33	27,68	16,76	14,05	2,692	0,88	0,47	59,13	8000
12		174,54	21,60	22,87	29,89	15,75	12,82	2,692	1,06	0,51	58,08	6000
13	2.4116.05	90,25	24,80	23,70	29,83	15,27	12,35	2,676	1,13	0,53	56,12	6000
14		90,25	24,80	25,50	33,66	16,25	12,95	2,676	1,03	0,51	66,25	6400
15	2.4117.05	34,63	31,40	29,70	42,87	18,36	14,16	2,692	0,87	0,47	91,90	1200
16		19,13	31,40	30,00	40,74	17,32	13,32	2,692	0,98	0,49	82,41	1200
17	2.4118.05	199,54	17,10	17,90	24,39	15,76	13,36	2,692	0,98	0,49	49,17	13800
18		264,87	17,10	18,70	26,70	16,63	14,01	2,692	0,89	0,47	56,56	9000
19		241,72	17,10	19,80	27,12	16,10	13,44	2,692	0,97	0,49	54,95	13000
20	2.4236.05	273,22	24,20	2,58	3,83	14,95	14,57	2,694	0,81	0,45	8,58	12800
21		219,50	24,20	3,18	4,65	14,80	14,34	2,694	0,84	0,46	10,20	4600
22		255,59	24,20	3,95	5,87	15,17	14,59	2,694	0,81	0,45	13,14	14200
23		166,98	24,20	7,19	9,79	14,32	13,36	2,690	0,98	0,49	19,74	6400
24	2.4499.05	246,04	36,20	3,90	5,84	15,26	14,69	2,690	0,80	0,44	13,11	16152
25		255,68	36,20	6,05	8,51	14,62	13,79	2,690	0,91	0,48	17,90	17660
26		291,95	36,20	7,00	10,15	15,21	14,22	2,690	0,86	0,46	21,90	15499
27		158,51	36,20	7,50	10,96	15,42	14,34	2,690	0,84	0,46	24,02	9588
28		43,45	36,20	27,72	37,94	17,15	13,43	2,694	0,97	0,49	76,99	8000
29		189,34	36,20	33,10	40,90	16,14	12,12	2,694	1,18	0,54	75,57	10600
30		54,62	36,20	38,13	47,99	17,05	12,35	2,694	1,14	0,53	90,11	3000
31	2.4500.05	232,89	-	6,23	9,21	15,40	14,50	2,690	0,82	0,45	20,43	2359
32		276,44	-	6,33	9,55	15,75	14,81	2,690	0,78	0,44	21,82	21375
33		204,23	-	6,46	9,02	14,59	13,71	2,690	0,92	0,48	18,88	12918
34		222,65	-	6,47	9,56	15,45	14,51	2,690	0,82	0,45	21,21	17977
35		255,03	-	6,56	9,45	15,05	14,13	2,690	0,87	0,47	20,28	21797
36		218,88	-	6,62	9,23	14,57	13,66	2,690	0,93	0,48	19,16	14145
37		212,93	-	6,64	9,10	14,34	13,44	2,690	0,96	0,49	18,61	22801
38		171,39	-	6,84	9,35	14,34	13,42	2,690	0,97	0,49	18,96	16460
39		247,39	-	7,02	10,49	15,69	14,66	2,690	0,80	0,44	23,59	19137
40		174,09	-	7,16	9,92	14,57	13,60	2,690	0,94	0,48	20,48	16179
41		193,01	-	7,60	10,20	14,17	13,17	2,690	1,00	0,50	20,44	12675
42		142,58	-	8,01	10,97	14,51	13,44	2,690	0,96	0,49	22,45	13395
43		219,68	-	25,7	31,91	15,32	12,19	2,690	1,17	0,54	59,06	17930

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0310927/CA

A ruptura dos corpos-de-prova ocorreu em planos bem definidos, muitas vezes bastante próximos da vertical, principalmente nos solos mais heterogêneos, como pode ser visto nas fotos abaixo. Os solos Marrom e Vermelho sempre apresentavam planos de ruptura diagonais. Alguns planos de ruptura verticais eram oriundos de falhas reliquiares (ver Capítulo 4).

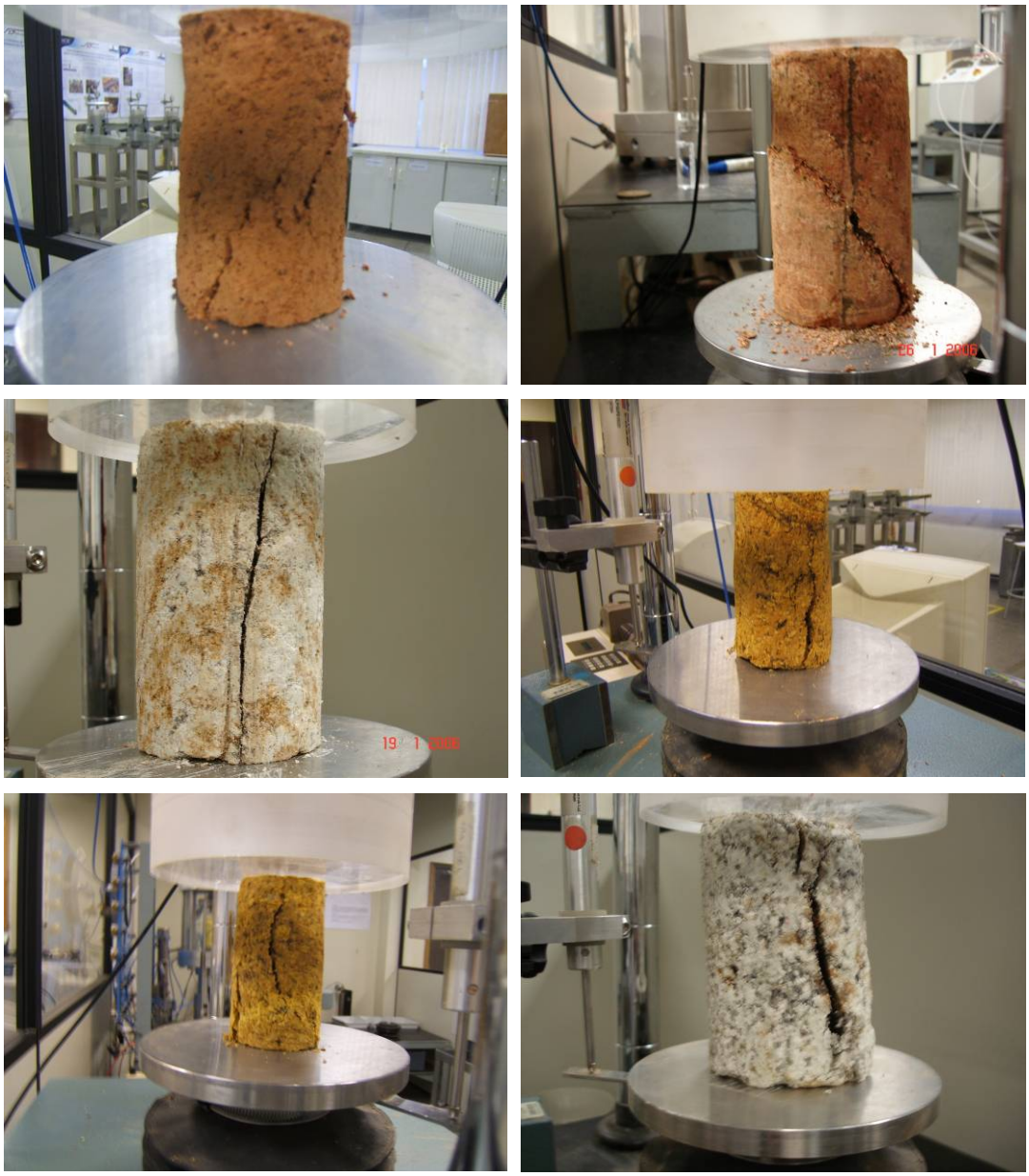


Figura 8.65 – Exemplos de ruptura de corpos-de-prova submetidos à compressão simples.

As figuras 8.66, a 8.70 apresentam as curvas de resistência à compressão simples *versus* a deformação do corpo-de-prova para os solos Branco, Amarelo, Laranja, Vermelho e Marrom.

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0310927/CA

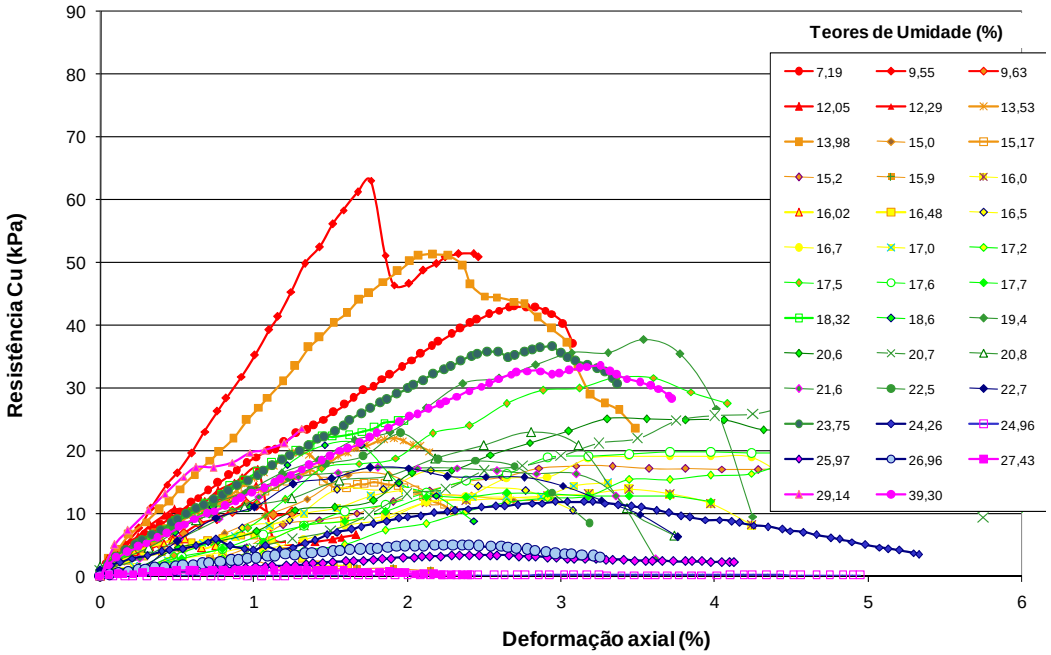


Figura 8.66 – Curvas tensão / deformação dos ensaios de compressão simples para o Solo Branco

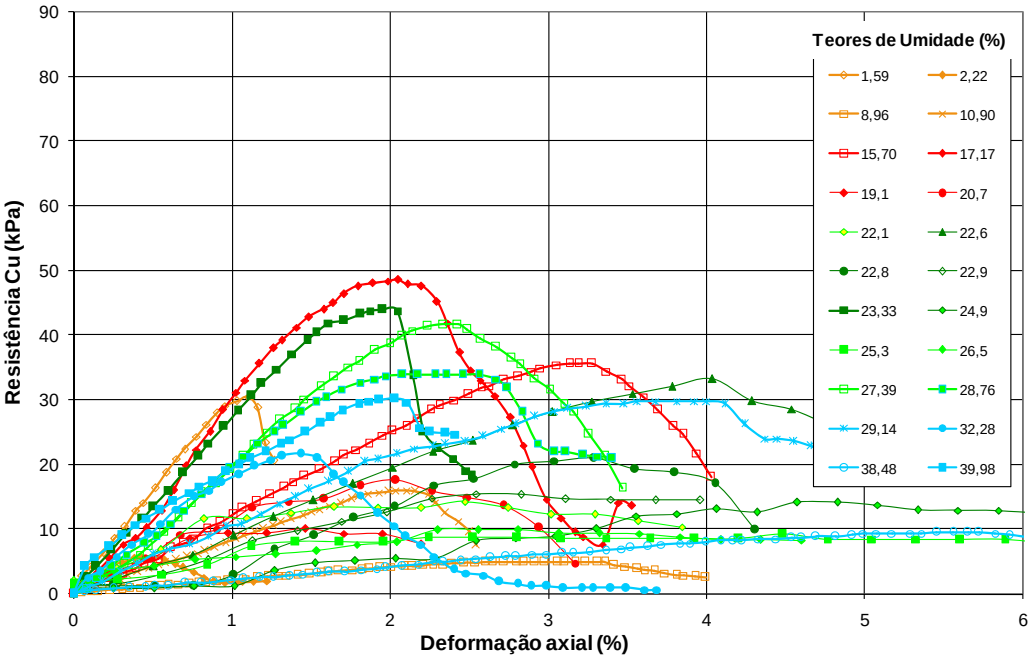


Figura 8.67 – Curvas tensão / deformação dos ensaios de compressão simples para o Solo Amarelo.

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0310927/CA

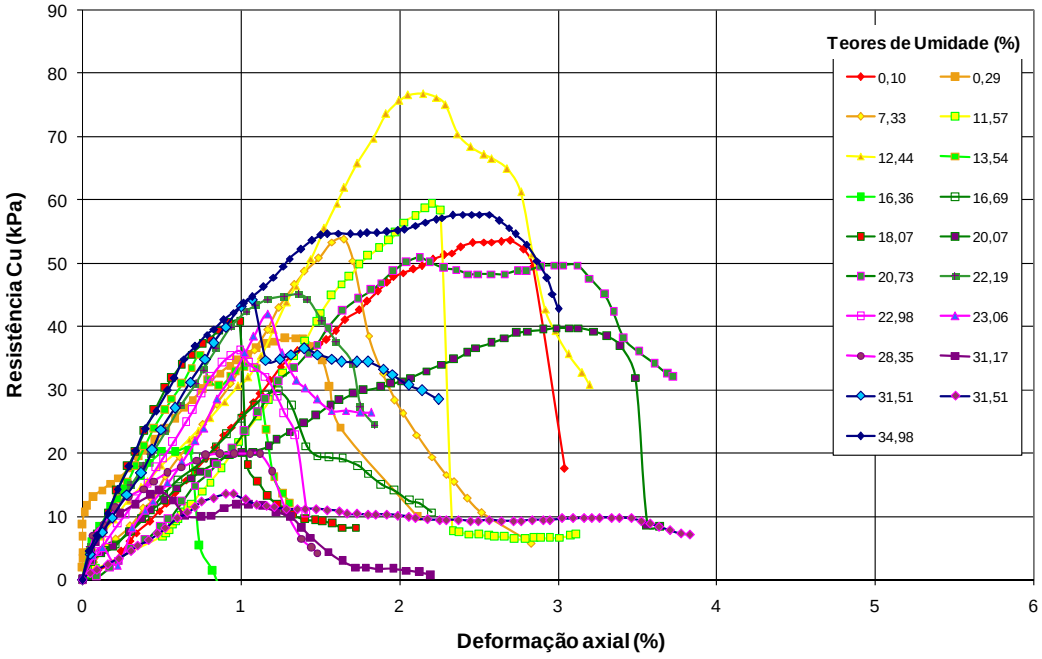


Figura 8.68 – Curvas tensão / deformação dos ensaios de compressão simples para o Solo Laranja.

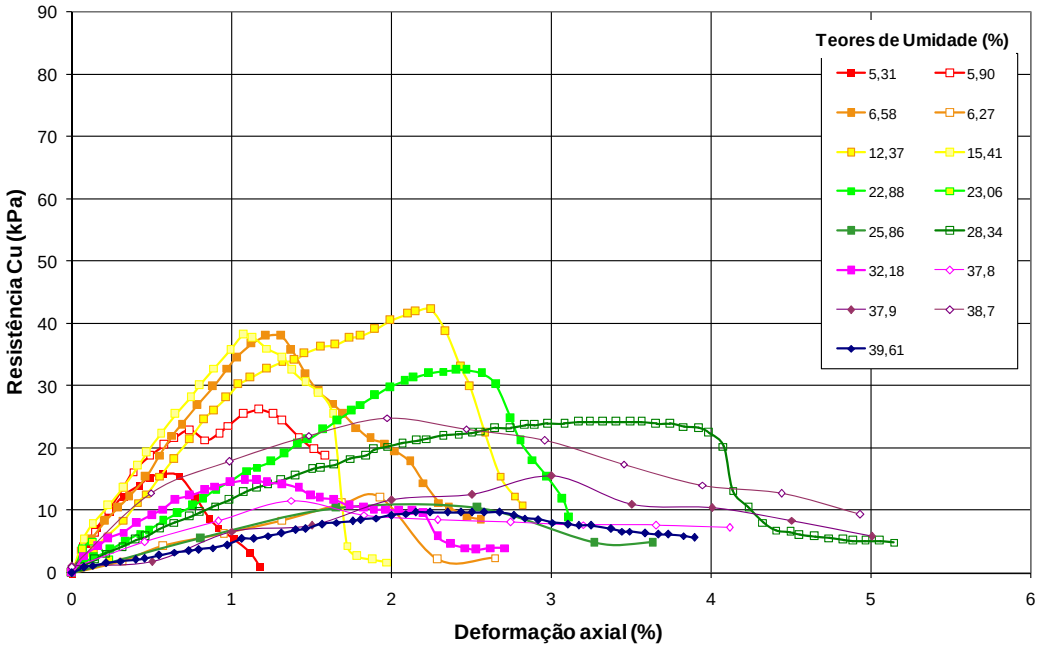


Figura 8.69 – Curvas tensão / deformação dos ensaios de compressão simples para o Solo Marrom, com teores de umidade elevados.

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0310927/CA

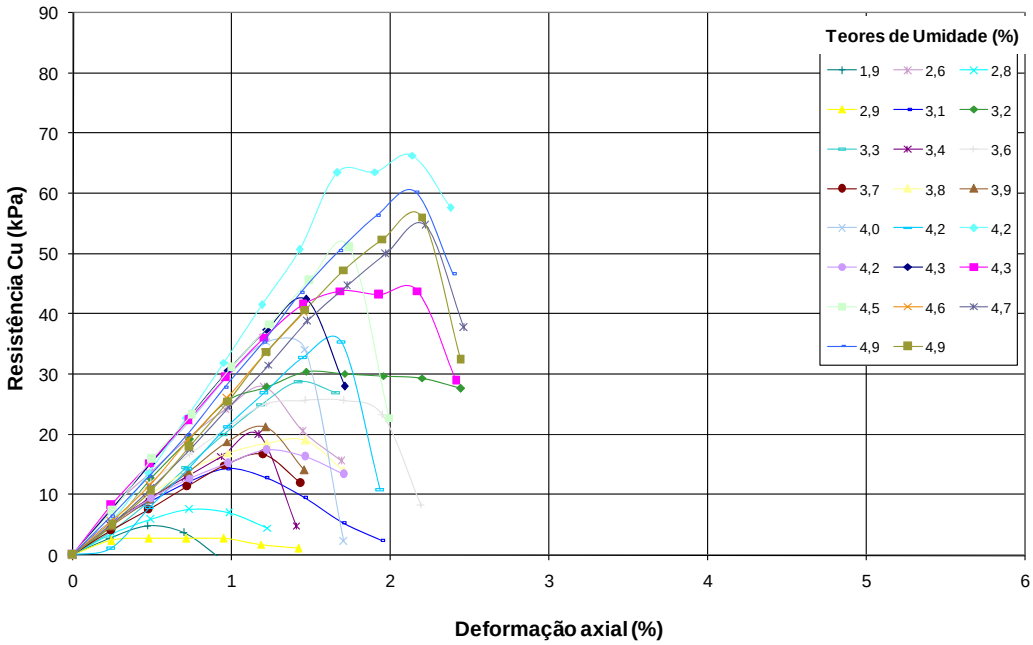


Figura 8.70 – Curvas tensão / deformação dos ensaios de compressão simples para o Solo Vermelho. Teores de umidade inferiores a 5%.

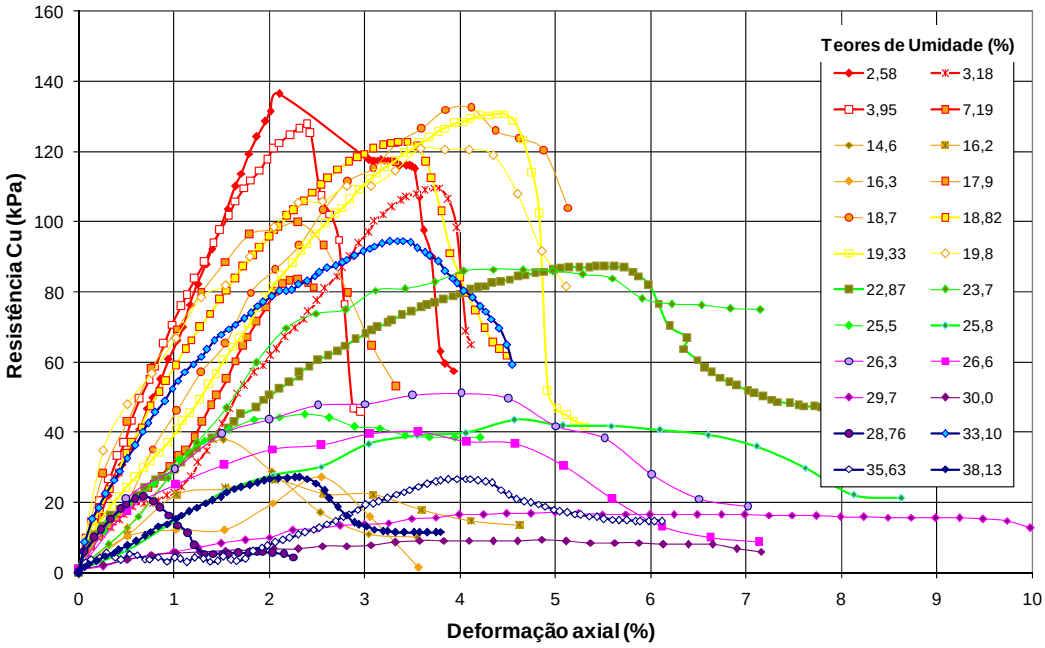


Figura 8.71 – Curvas tensão / deformação dos ensaios de compressão simples para o Solo Marrom. Teores de umidade inferiores a 5%.

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0310927/CA

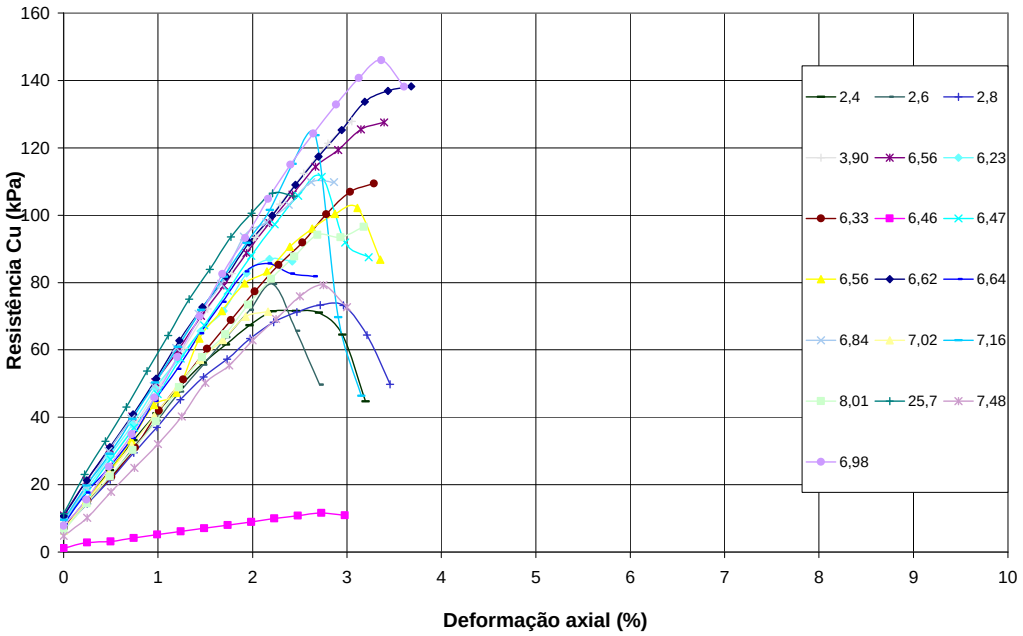


Figura 8.72 – Curvas tensão / deformação dos ensaios de compressão simples para o Solo Marrom, com baixos teores de umidade.

Os módulos de deformação inicial (E) obtidos apresentam valores bastante distintos. Na Figura 8.73 os valores de E são colocados, para os cinco solos, em função do grau de saturação do corpo-de-prova.

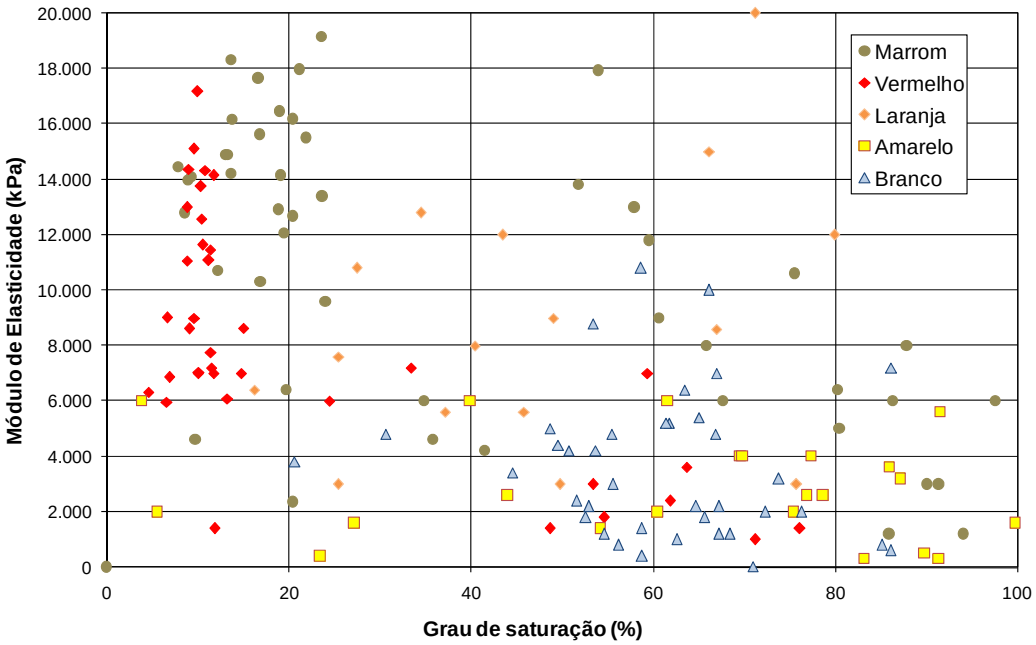


Figura 8.73 – Módulos de deformação em função do grau de saturação dos corpos-de-prova indeformados.

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0310927/CA

Observa-se na Figura 8.73 a grande variação dos valores de módulo, sem nenhuma tendência definida e sem distinção de valores entre os solos. De modo geral, os módulos de elasticidade variaram de 300 kPa a 20 MPa. Os solos indeformados têm módulos de elasticidade inferiores aos dos solos compactados. Isto se deve, provavelmente, à existência de poros, fissuras e outras heterogeneidades encontradas nos solos naturais.

Da Figura 8.74 à Figura 8.88 são apresentados os resultados dos ensaios de compressão uniaxial correlacionados com outros parâmetros dos solos. A Figura 8.74 apresenta a resistência à compressão uniaxial em função do grau de saturação dos corpos-de-prova para o solo Branco. Está indicado nos rótulos dos pontos o valor do índice de vazios de cada corpo-de-prova. A Figura 8.75 apresenta os mesmos ensaios de resistência à compressão uniaxial agora em função do teor de umidade gravimétrica também para o solo Branco. No mesmo gráfico está representado o limite de plasticidade do solo, de valor igual a 27%, o teor de umidade de entrada de ar, de valor igual a 26%, e o teor de umidade residual, de valor igual a 1%. Observa-se uma grande dispersão de resultados, sem uma tendência clara definida. A grande variação de valores é resultado da heterogeneidade do solo. Para um mesmo teor de umidade ocorrem diferentes densidades como pode ser observado na Figura 8.76(a) que apresenta a variação de índice de vazios com o teor de umidade. De modo geral, há uma diminuição do índice de vazios com a diminuição do teor de umidade, mas com grande variação. Por exemplo, para o teor de umidade de 16% há corpos-de-prova que apresentam índice de vazios de 0,6 e corpos-de-prova que apresentam índice de vazios de 0,95. Na Figura 8.76(b) é apresentada a variação de resistência em função do peso específico seco dos corpos-de-prova. Novamente observa-se a grande dispersão dos dados.

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0310927/CA

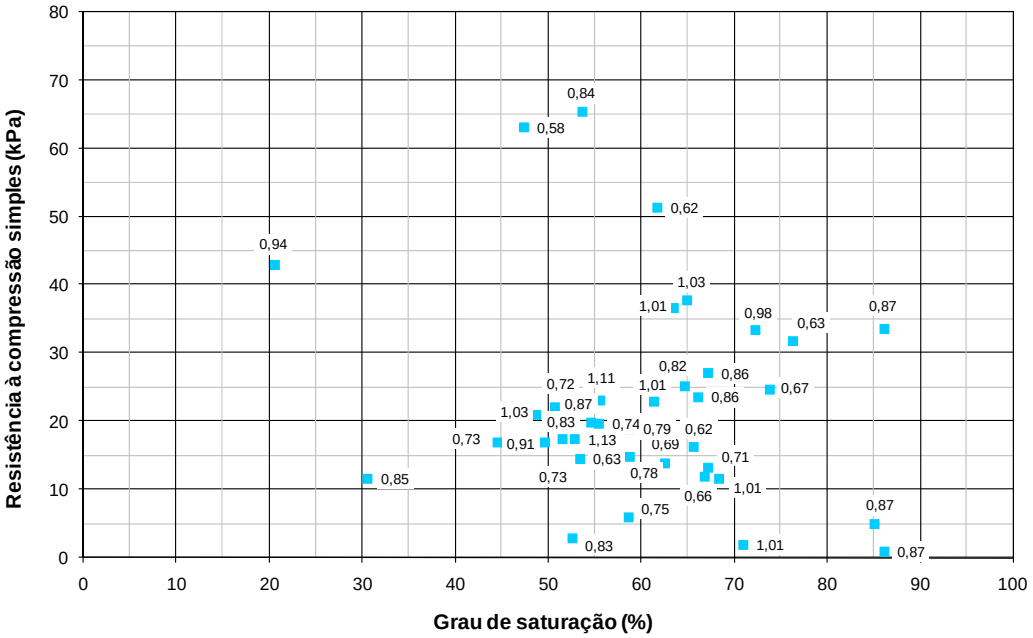


Figura 8.74 – Resistência à compressão simples *versus* grau de saturação para o solo Branco com identificação do índice de vazios dos corpos-de-prova nos rótulos.

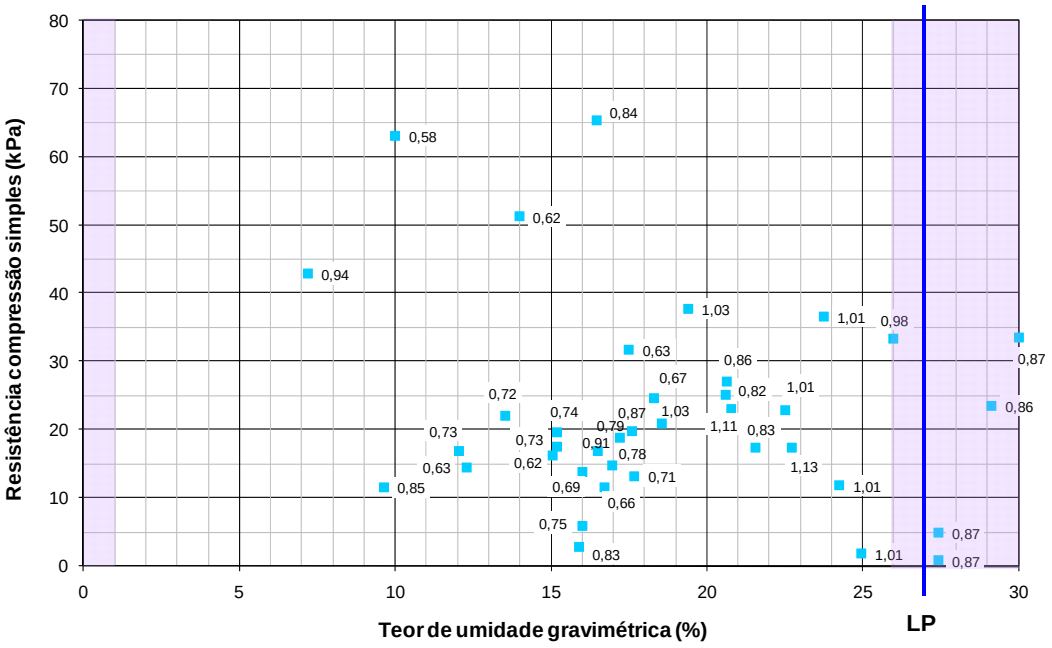


Figura 8.75 – Resistência à compressão simples *versus* teor de umidade gravimétrica para o solo Branco com identificação do índice de vazios dos corpos-de-prova nos rótulos.

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0310927/CA

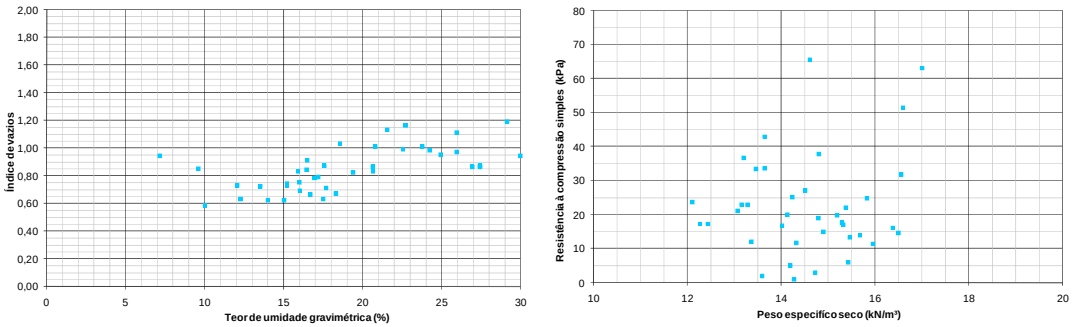


Figura 8.76 – Solo Branco Indeformado. (a) Índice de vazios *versus* teor de umidade gravimétrica. (b) Resistência *versus* peso específico seco.

A mesma seqüência de resultados é apresentada para os demais solos. Na Figura 8.77 a resistência à compressão simples do solo Amarelo é apresentada em função do grau de saturação. Os valores do índice de vazios dos corpos-de-prova são apresentados nos rótulos. Na Figura 8.78 os resultados são apresentados em função do teor de umidade gravimétrica. Também são apresentados o limite de plasticidade do solo (30%), o valor de entrada de ar (30%) e o teor de umidade residual (4%). Embora com grande dispersão de resultados, a maior resistência encontrada para esse solo é de 50 kPa no grau de saturação de 40% e teor de umidade de 17%. Os valores de índice de vazios são bastante dispersos conforme pode ser visto na Figura 8.79(a) do índice de vazios *versus* teor de umidade gravimétrica e na Figura 8.79(b) que apresenta resistência *versus* peso específico seco. Em ambos os gráficos visualiza-se um conjunto de pontos que apresenta menor valor de índice de vazios, abaixo de 0,8. Esses pontos estão circundados por uma linha azul. O índice de vazios médio para essa camada é de 1,01 (ver Capítulo 5), então por apresentar valores inferiores à média esses pontos foram retirados do gráfico “resistência *versus* grau de saturação”. Esse novo gráfico é apresentado na Figura 8.80, com os pontos de índice de vazios inferior a 0,8 destacados em branco. Embora com maior peso específico, esses pontos não alteraram a tendência geral, e o ponto máximo continua sendo em 50 kPa e grau de saturação de 60%.

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0310927/CA

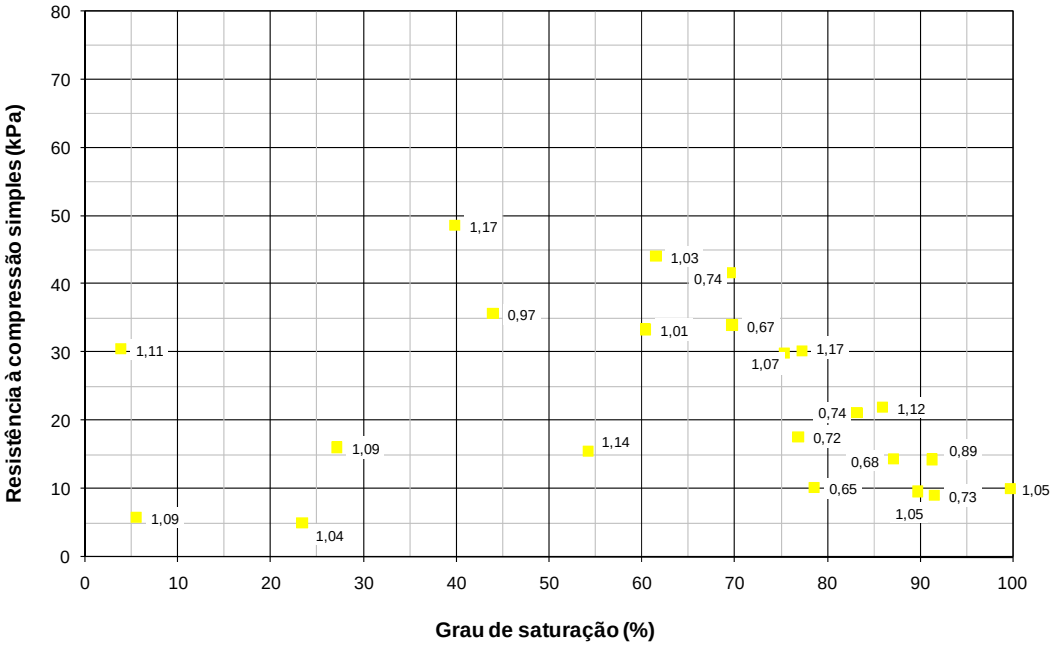


Figura 8.77 – Resistência à compressão simples *versus* grau de saturação para o solo Amarelo com identificação do índice de vazios dos corpos-de-prova nos rótulos.

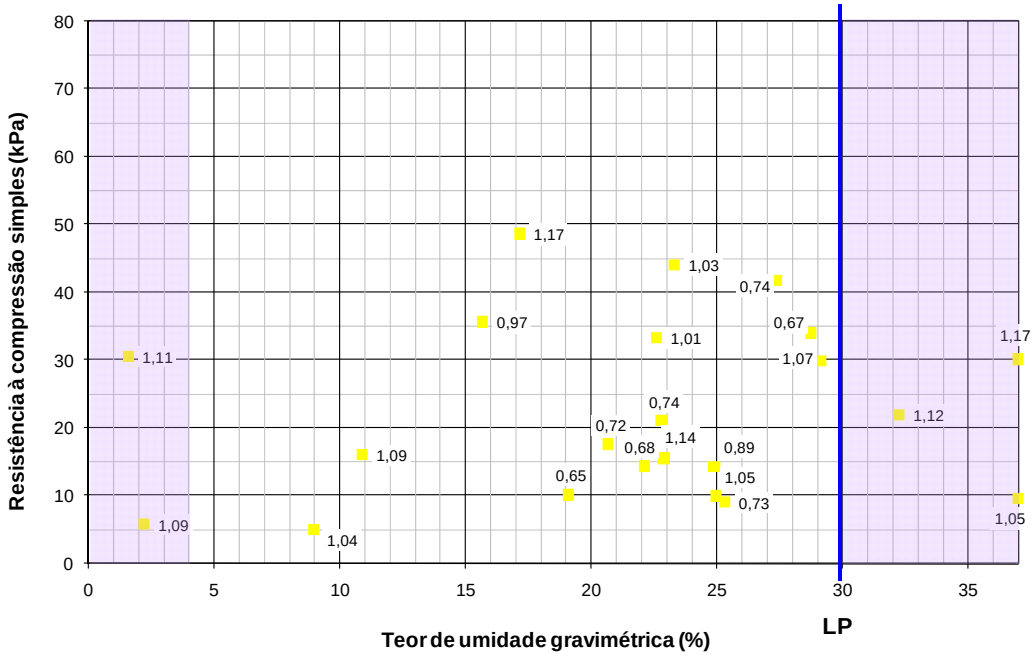


Figura 8.78 – Resistência à compressão simples *versus* teor de umidade gravimétrica para o solo Amarelo com identificação do índice de vazios dos corpos-de-prova nos rótulos.

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0310927/CA

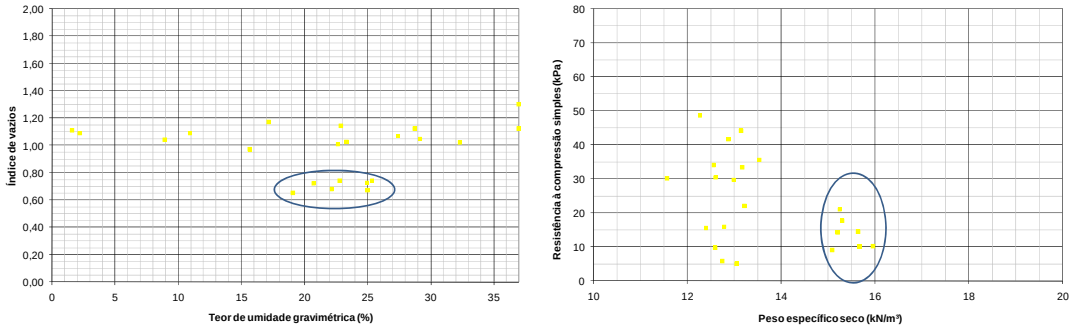


Figura 8.79 – Solo Amarelo Indeformado. (a) Índice de vazios *versus* teor de umidade gravimétrica. (b) Resistência *versus* peso específico seco.

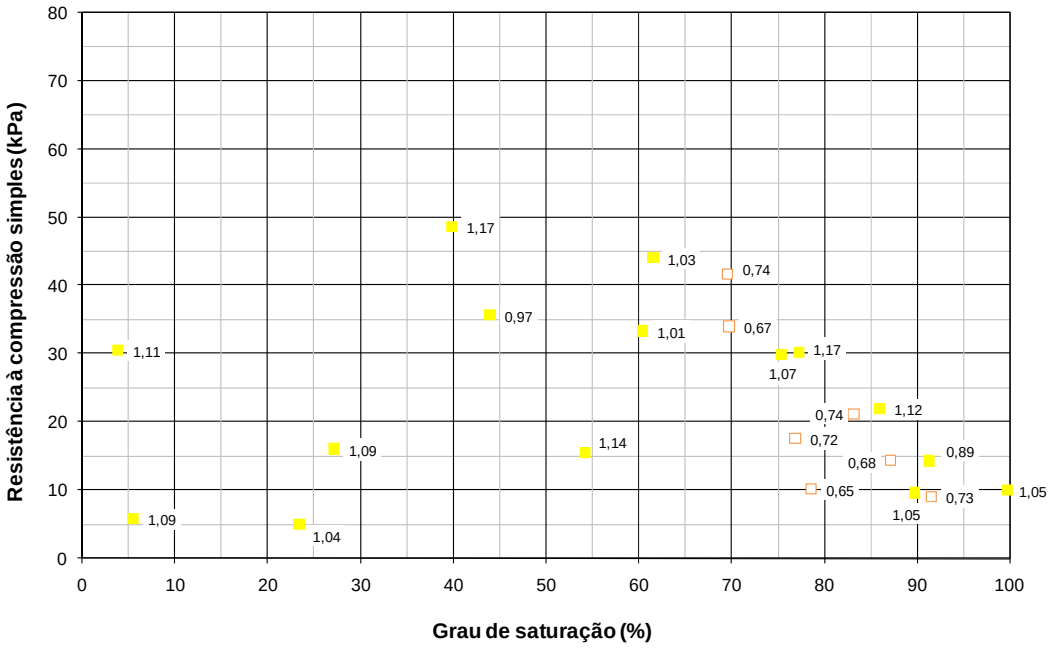


Figura 8.80 – Resistência à compressão simples *versus* grau de saturação para o solo Amarelo com distinção dos corpos-de-prova de índice vazios inferior a 0,8.

Para o solo Laranja os resultados do ensaio de compressão uniaxial são apresentados na Figura 8.81 e na Figura 8.82. Para esse solo o limite de plasticidade é 33% e o valor de entrada de ar também ocorre no teor de umidade de 33%. Os valores de resistência à compressão são muito dispersos, e não há uma tendência definida nem em função do grau de saturação nem em função do teor de umidade. A resistência máxima encontrada é de 75 kPa no teor de umidade de 12,5% e grau de saturação de 30%.

Na Figura 8.83 são apresentadas as variações do índice de vazios com o teor de umidade (a) e resistência com o peso específico seco (b). Praticamente não ocorrem variações do índice de vazios e do peso específico seco para esse solo.

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0310927/CA

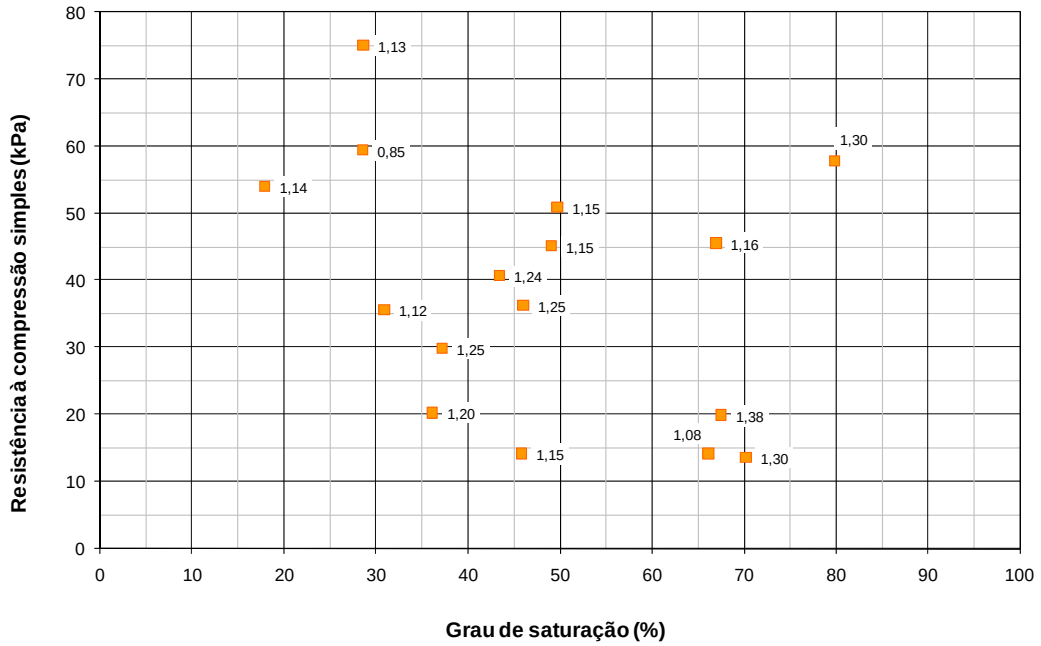


Figura 8.81 – Resistência à compressão simples *versus* grau de saturação para o solo Laranja com identificação do índice de vazios dos corpos-de-prova nos rótulos.

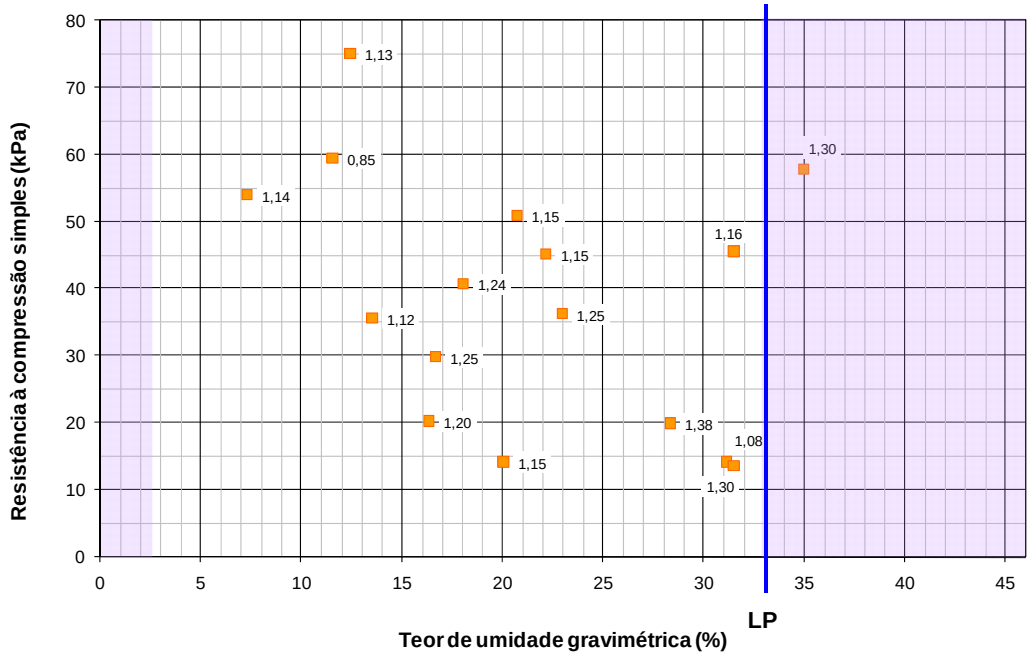


Figura 8.82 – Resistência à compressão simples *versus* umidade gravimétrica para o solo Laranja com identificação do índice de vazios dos corpos-de-prova nos rótulos.

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0310927/CA

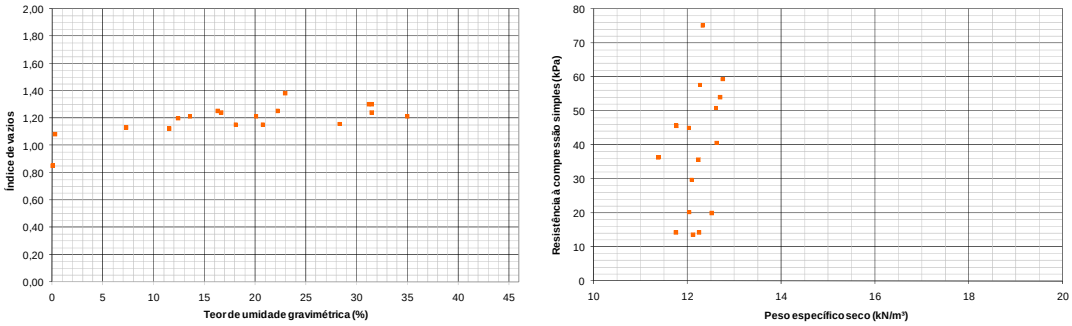


Figura 8.83 – Solo Laranja Indeformado. (a) Índice de vazios *versus* teor de umidade gravimétrica. (b) Resistência *versus* peso específico seco.

Na Figura 8.84 a resistência à compressão do solo Vermelho é apresentada em função do grau de saturação dos corpos-de-prova. Uma grande quantidade de ensaios foi realizada em baixos teores de umidade na tentativa de se obter uma caracterização de resistência máxima para esse solo. Na Figura 8.85 os resultados são apresentados em função do teor de umidade. Nesse gráfico também estão representados o limite de plasticidade (35%) e as zonas de sucção capilar e residual da amostra. O solo vermelho apresenta duas entradas de ar, a primeira no teor de umidade de 40,5% e a segunda entrada de ar (ou entrada de mais ar) no teor de umidade de 27,5%. O teor de umidade residual é de 0,5%. No gráfico, a área em lilás que se estende do teor de umidade de 47% até a umidade de 40,5% representa a faixa de sucção capilar e a área laranja que se estende do teor de umidade de 40,5% até 27,5% representa a faixa de umidade entre as duas entradas de ar do solo.

Para teores de umidade altos, a resistência apresentada para o solo está em torno de 10 kPa. Com a diminuição da umidade a resistência cresce, apresentando um valor máximo de 73 kPa no teor de umidade de 3,5%. No entanto, entre 2% e 5% de umidade a resistência à compressão apresenta ampla faixa de valores. Há uma pequena tendência de os valores de resistência em torno de 2% de umidade se apresentarem inferiores aos valores de resistência em torno da umidade de 5%, mas a dispersão é bastante alta.

Na Figura 8.86 visualiza-se a variação do índice de vazios com o teor de umidade gravimétrica (a) e a variação da resistência com o peso específico seco. Assim como nos solos já apresentados a dispersão de valores é grande, mas existe a tendência de aumento da resistência com o aumento do peso específico seco e diminuição do índice de vazios com a diminuição do teor de umidade.

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0310927/CA

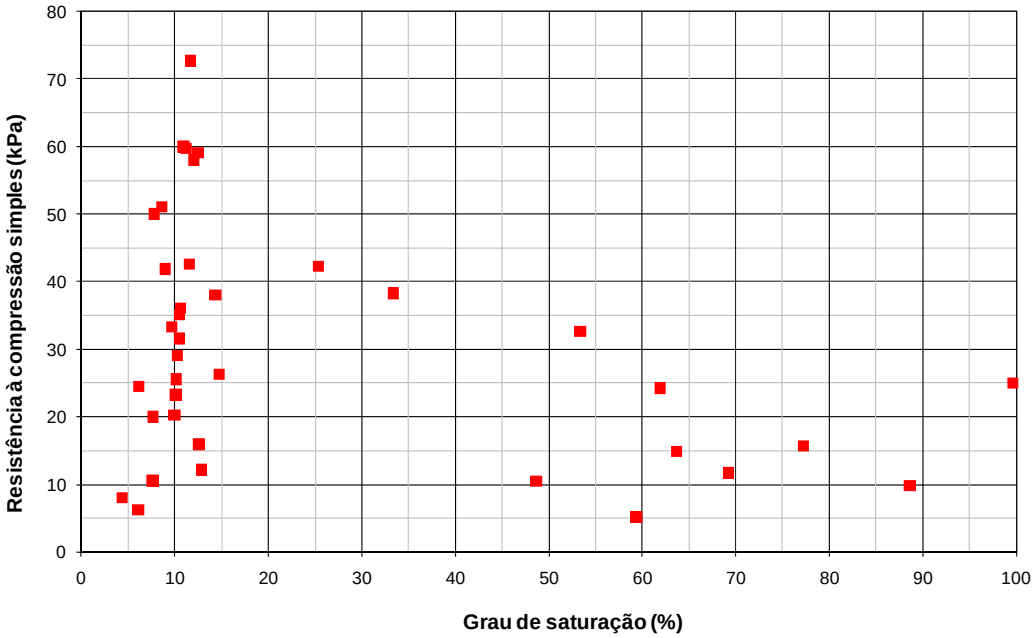


Figura 8.84 – Resistência à compressão simples *versus* grau de saturação para o solo Vermelho.

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0310927/CA

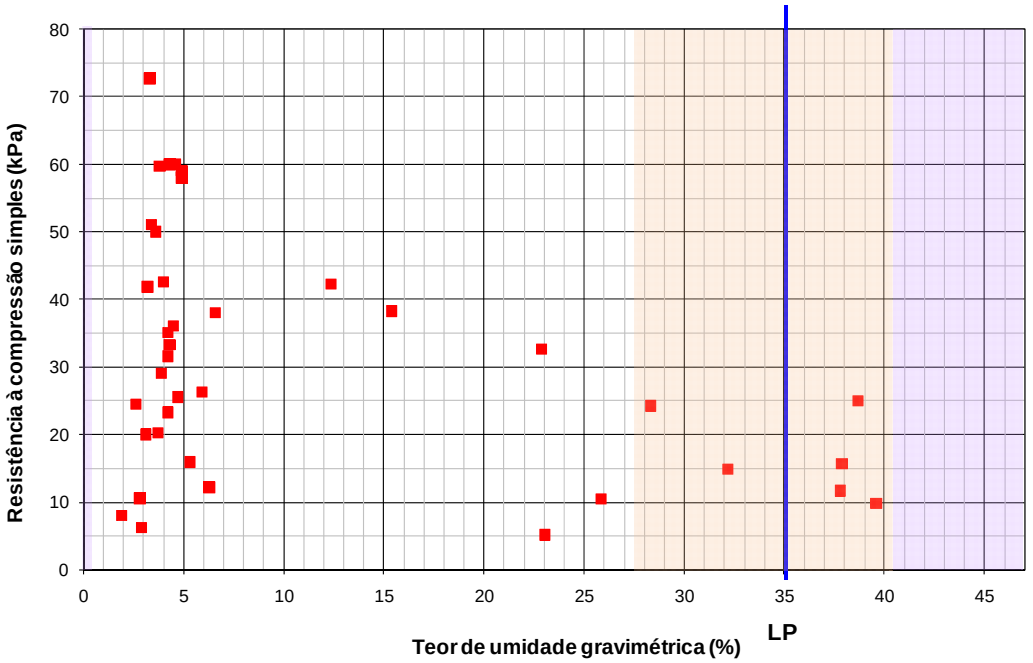


Figura 8.85 – Resistência à compressão simples *versus* umidade gravimétrica para o solo Vermelho.

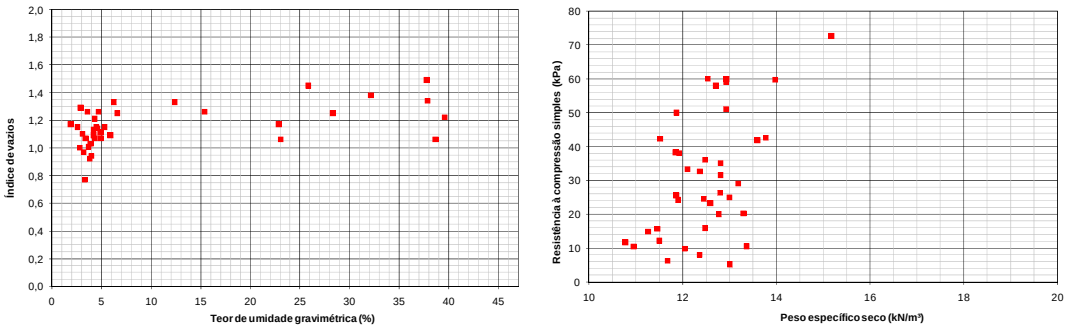


Figura 8.86 – Solo Vermelho Indeformado. (a) Índice de vazios *versus* teor de umidade gravimétrica. (b) Resistência *versus* peso específico seco.

Na Figura 8.87 e na Figura 8.88 estão apresentados os resultados de compressão uniaxial para o solo Marrom. O solo Marrom apresenta três entradas de ar, a primeira no teor de umidade de 36%, a segunda no teor de umidade de 31% e a terceira no teor de umidade de 25%. Na Figura 8.88, a faixa de umidade onde o solo se encontra saturado, ou seja, antes da entrada de ar nos macro-poros do solo está representada por um retângulo lilás à esquerda do gráfico (variando do teor de umidade de 40% até 36%). A faixa em laranja no gráfico (entre os teores de umidade de 36% e 31%) representa o ar nos macro-poros. E a faixa em lilás entre os teores de umidade de 31% e 25% representa a área onde há ar nos meso-poros. Apenas para teores de umidade inferiores a 25% ocorre ar nos micro-poros. A faixa lilás à direita do gráfico representa o estado de saturação residual do solo. O limite de plasticidade deste solo é de 32%.

Há uma maior quantidade de ensaios em torno do grau de saturação de 20% e, para esse grau de saturação as resistências variaram entre 70 kPa e 145 kPa. Para teores de saturação inferiores, na área de saturação residual das amostras, a resistência tende a apresentar menores valores. Paras corpos-de-prova com teor de umidade entre 40% e 10% a resistência tende a aumentar com a diminuição do teor de umidade do corpo-de-prova.

A Figura 8.89 resume a variação dos índices físicos dos corpos-de-prova ensaiados. Na Figura 8.89(a) observa-se a alteração do índice de vazios com o teor de umidade gravimétrica e na Figura 8.89(b) são apresentados os valores de resistência em função do peso específico seco. Os valores de índice de vazios situam-se entre 0,8 e 1,2 e nota-se uma pequena dependência deste parâmetro com a umidade. O peso específico seco dos corpos-de-prova está entre 12 kN/m³ e 14,8 kN/m³ e, embora bastante dispersos, com uma pequena tendência de os elementos com maior peso específico seco apresentarem maior resistência à compressão uniaxial.

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0310927/CA

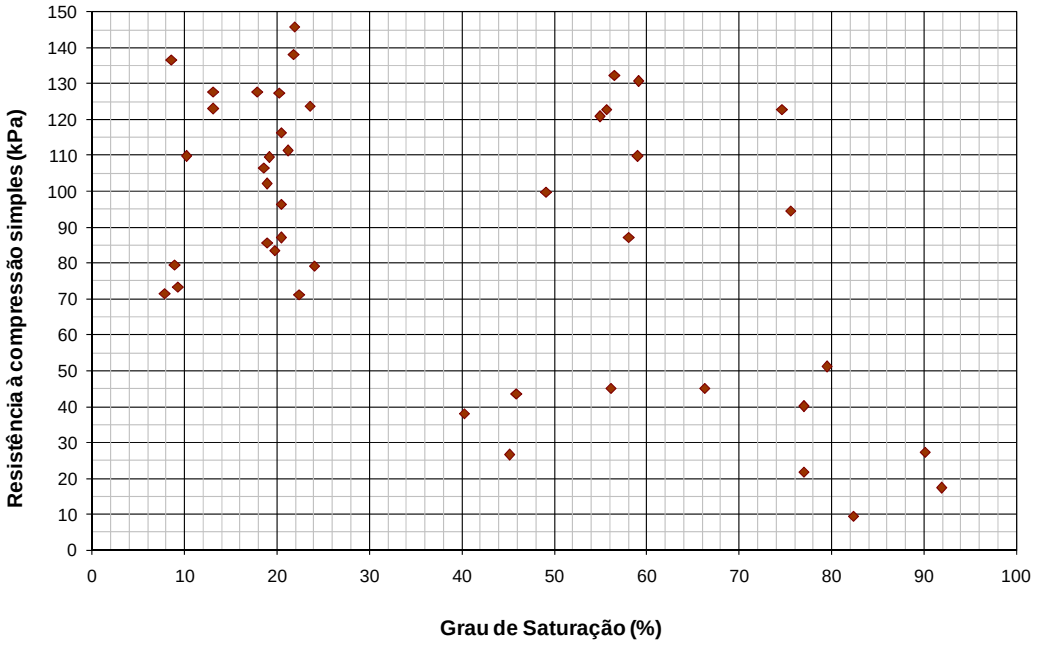


Figura 8.87 – Resistência à compressão simples *versus* grau de saturação para o solo Marrom.

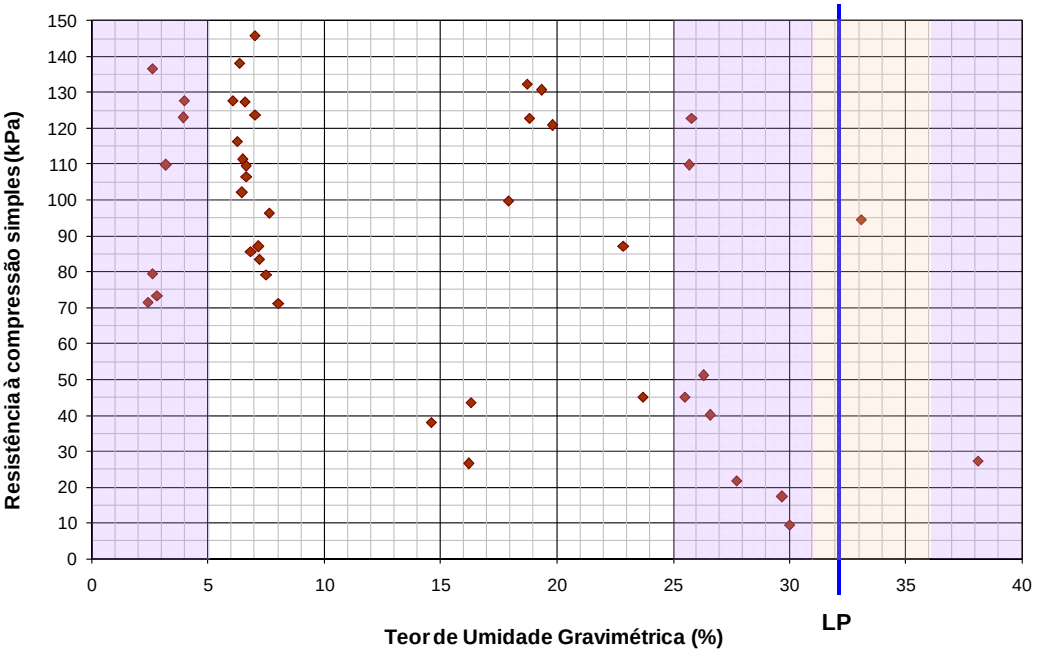


Figura 8.88 – Resistência à compressão simples *versus* umidade gravimétrica para o solo Marrom.

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0310927/CA

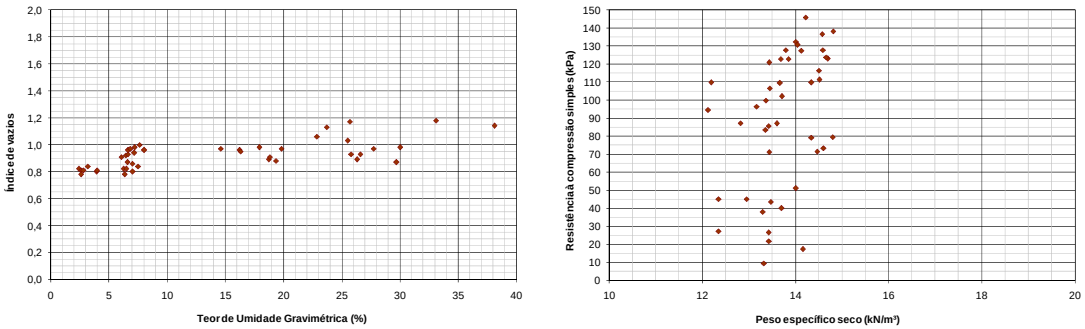


Figura 8.89 – Solo Marrom Indeformado. (a) Índice de vazios *versus* teor de umidade gravimétrica. (b) Resistência *versus* peso específico seco.

Os resultados obtidos para os solos indeformados são apresentados na Figura 8.90. Para cada solo são traçados os resultados em duas escalas diferentes, procurando a visualização de todos os pontos disponíveis.

Na Figura 8.90 (a), em escala de sucção variando de 0 a 1000 kPa, e (b), em escala variando de 0 a 100 kPa, estão os resultados do solo Branco. Existe um maior número de ensaios para a faixa de sucção de 0 a 100 kPa. Como já mencionado anteriormente, a moldagem de corpos-de-prova em teores de umidade muito baixos era difícil, pois vários corpos-de-prova não apresentavam coesão suficiente e “desmanchavam”. No primeiro gráfico, a tendência geral parece ser do aumento da resistência com o valor de sucção, até o valor de 86 kPa para a sucção e 65 kPa para a resistência. No segundo gráfico, dentro da faixa de 0 a 100 kPa, observa-se que o ponto citado anteriormente dista dos demais e, excluindo-se esse ponto a resistência máxima seria de 38 kPa para uma sucção de 50 kPa.

Para o solo Amarelo, a resistência máxima é atingida na sucção de 270 kPa (Figura 8.90 (c)). Avaliando apenas a faixa de sucção entre 0 e 200 kPa (Figura 8.90 (d)), não se identifica nenhuma convergência de valores.

Os resultados do solo Laranja, apresentados na Figura 8.90 (e) e (f) são muito dispersos o que não permite nenhuma definição conclusiva dos dados.

O comportamento do solo Vermelho, apresentado na Figura 8.90 (g) e (h), também é bastante disperso quando se consideram todos os corpos-de-prova, mas apresenta um fato curioso para os ensaios realizados do bloco 2.4504.05. Os ensaios com esse bloco foram realizados em baixos teores de umidade, (estão circundados no gráfico), e apresentam uma relação bem delimitada entre sucção e resistência para valores de sucção acima de 20.000 kPa. Por terem sido executados a partir de um único bloco, esses corpos-de-prova tinham propriedades bastante similares e mais homogêneas.

O comportamento do solo Marrom é descrito nos gráficos da Figura 8.90 (i) e (j). Considerando todos os corpos-de-prova, com valores de sucção que variam até 400.000 kPa, observa-se que em torno da sucção de 150.000 kPa pode existir um

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0310927/CA

valor de resistência máximo. Mas, considerando apenas os ensaios executados até a sucção de 10.000 kPa, visualiza-se também uma região de resistência máxima em torno da sucção de 2.000 kPa.

Assim como observado nos resultados com os solos compactados, esperava-se um acréscimo da resistência com o aumento da sucção matricial até um dado valor de sucção, a partir do qual se percebesse uma queda nos valores de resistência. O aumento da sucção promove a aproximação das partículas, a densificação dos corpos-de-prova e conseqüente aumento da resistência. Isto ocorre até certo limite, a partir do qual a aproximação das partículas já não é mais possível e a continuidade de perda de umidade provoca a formação de fissuras no solo. Essas fissuras fragilizam o corpo-de-prova, que perde resistência.

Mas, os resultados obtidos para a resistência uniaxial apresentados em função da sucção matricial para os solos indeformados apresentam muita dispersão, sem nenhuma tendência nítida. Além da própria heterogeneidade dos solos estudados identificada pela variação do índice de vazios natural do solo (e.g. Figura 8.76), os solos residuais apresentam cimentação, que também influencia nos resultados de resistência. Para os corpos-de-prova em teores de umidade próximos ao valor de campo, uma parcela considerável da resistência é devida à cimentação do solo. O processo de secagem e o de umedecimento, no entanto, pode destruir essa cimentação natural, sendo a resistência, nesse caso, função apenas da densidade e da sucção do corpo-de-prova.

Além disso, a execução de ensaios com corpos-de-prova em baixos teores de umidade, principalmente dos solos Branco e Amarelo que se desfaziam ao secarem, também pode alterar as tendências de comportamento. Apenas os corpos-de-prova mais resistentes foram ensaiados em baixos teores de umidade. Portanto, é de se esperar que os corpos-de-prova que “resistiam” ao processo de secagem apresentassem maior resistência.

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0310927/CA

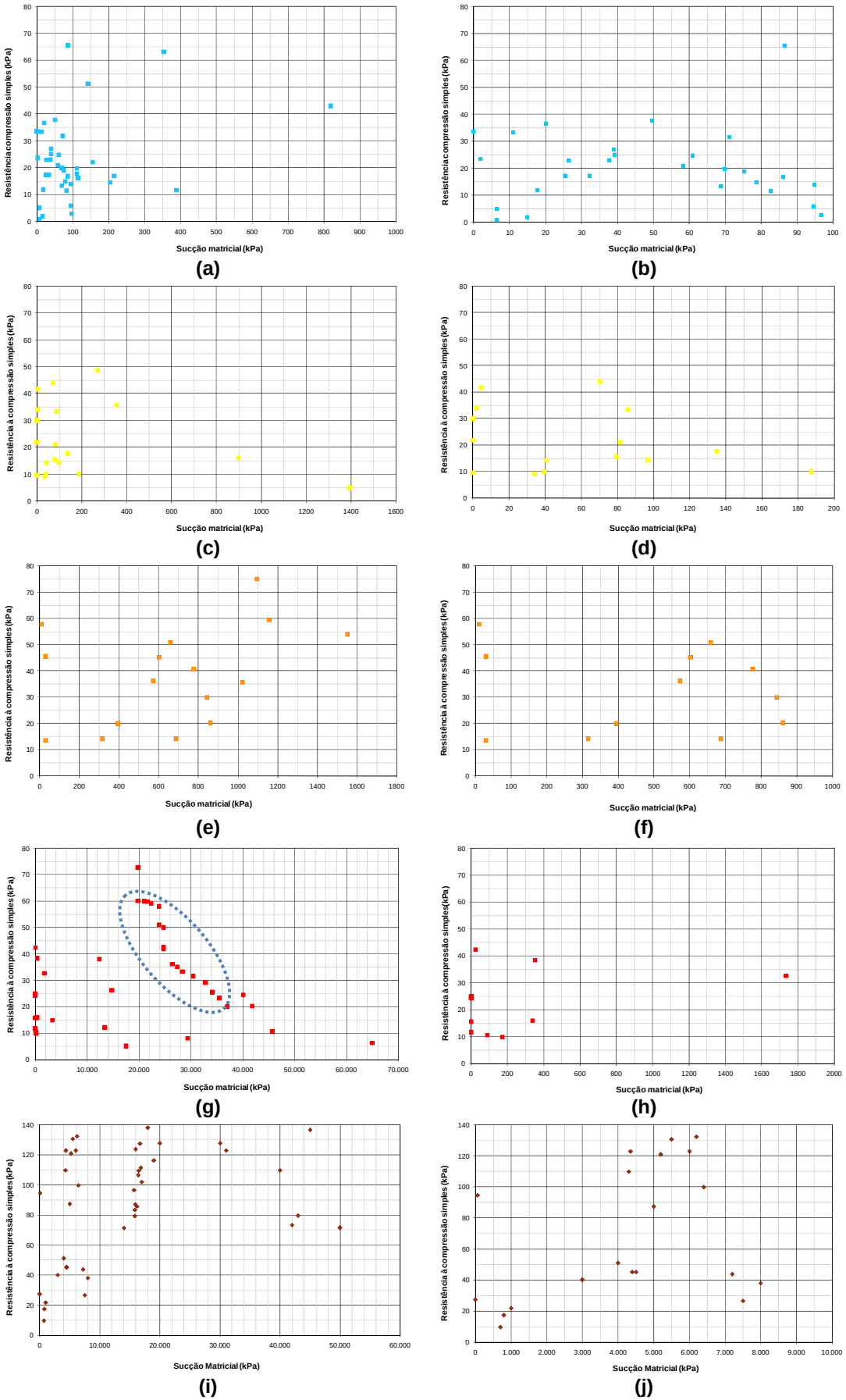


Figura 8.90 – Resistência à compressão não-confinada em função da sucção matricial dos solos indeformados. (a) (b) Branco. (c) (d) Amarelo. (e) (f) Laranja. (g) (h) Vermelho. (i) (j) Marrom.

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0310927/CA

Devido à semelhança entre os solos Branco e Amarelo, já observada em outros trabalhos (e.g. Oliveira, 2006), os resultados obtidos para esses dois solos são representados em um único gráfico. Observa-se mesmo com a quantidade de ensaios a grande dispersão de resultados.

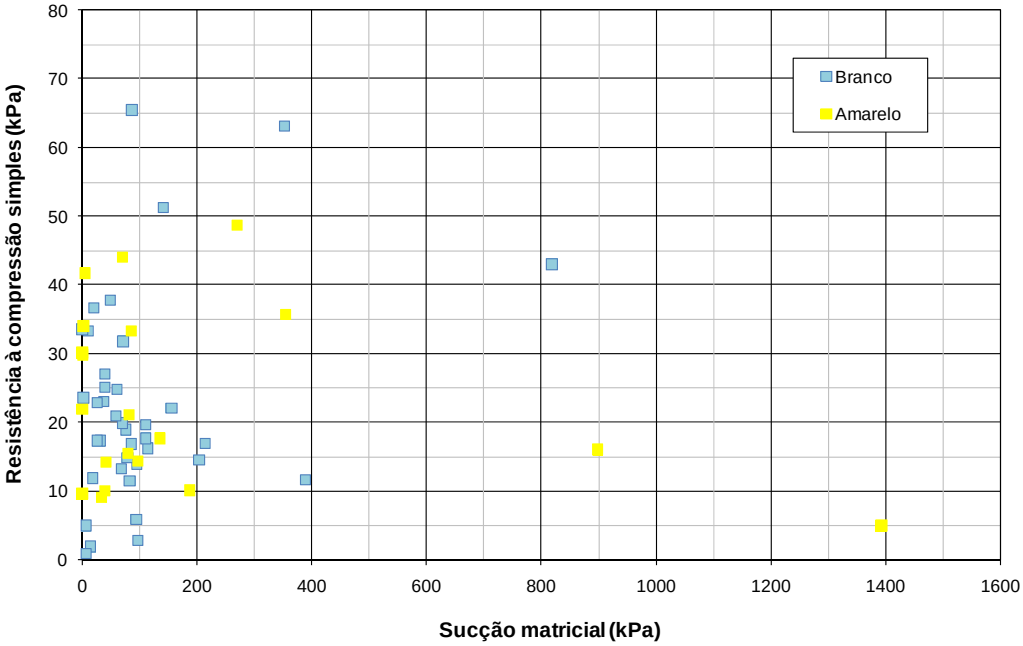


Figura 8.91 – Resistência à compressão não-confinada em função da sucção matricial dos solos indeformados Branco e Amarelo.

A Tabela 8.25 resume os resultados relatados neste item. São apresentados na tabela os valores de resistência máxima encontrados para cada solo e o respectivo teor de umidade e grau de saturação. Para efeito de comparação são resumidos também os valores médios de teor de argila e seu desvio padrão (Capítulo 5).

A Figura 8.92 apresenta os dados da Tabela 8.25, sendo no eixo y a resistência à compressão simples máxima e no eixo x o teor de argila dos solos com seus valores máximos e mínimos. Foi ajustada, por mínimos quadrados, uma função linear entre os dados de resistência e os valores médios de argila Observa-se uma boa correlação entre os dados e, principalmente, visualiza-se que a função ajustada não passa pela origem, como ocorre com os solos compactados (Figura 8.38). Esse fato sugere a existência de uma cimentação nas amostras, que mesmo com teor de argila nulo apresenta uma resistência não nula. No entanto, deve ser ressaltado que o valor de resistência para teor de argila igual a zero não deve ser tomado como um valor de “coesão” ou cimentação, pois trata-se de um valor médio entre os solos do perfil.

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0310927/CA

Tabela 8.25 – Resistência à compressão simples das amostras indeformadas.

Solo	*Resistência Cu máxima (kPa)*	*Teor de umidade (%)*	*Grau de saturação (%)*	*Teor de argila (%)*	*Desvio padrão do teor de argila (%)*
Marrom	146,0	7,0	21,9	23,0	3,6
Vermelho	72,7	3,3	11,7	8,0	2,2
Laranja	75,0	12,4	28,6	7,0	0,8
Amarelo	48,6	17,2	40,0	6,0	1,9
Branco	65,4	16,7	53,7	5,0	2,8

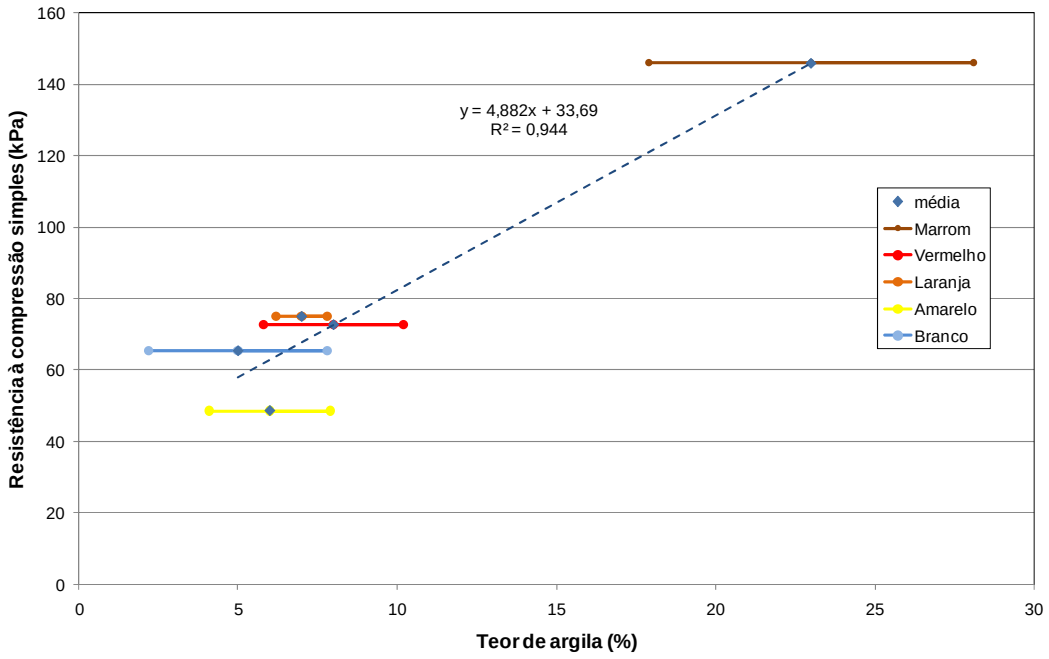


Figura 8.92 – Relação entre resistência à compressão simples e teor de argila das amostras indeformadas.

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0310927/CA

8.2.2. Resistência à Tração

8.2.2.1. Ensaio de Compressão Diametral

O ensaio de resistência à tração por compressão diametral (Ensaio Brasileiro) foi realizado nas cinco categorias de solo estudadas: solo Branco, Amarelo, Laranja, Vermelho e Marrom. O procedimento de ensaio adotado é idêntico ao realizado nas amostras compactadas. Os cilindros de solo foram moldados com diâmetro de 76 mm e altura de 20 mm. Os corpos de prova foram ensaiados em prensa Wykeham Farrance. A carga e o deslocamento do equipamento foram medidos ao longo do ensaio, respectivamente, por meio de anel de carga de capacidade de 100 kgf e

transdutor elétrico da Wykeham Farrance. A velocidade de ensaio adotada foi de 2 mm/min.

Para avaliar a influência da sucção e do teor de umidade na resistência dos corpos de prova, os mesmos foram secos e/ou umedecidos. Para a secagem, os corpos de prova eram deixados ao ar, e depois embrulhados em papel filme onde “descansavam” por 48 horas para a uniformização da umidade. O umedecimento foi realizado com vapor de água. Também neste caso os corpos de prova “descansavam” por dois dias para a uniformização da umidade no seu interior. Deste modo, obtiveram-se umidades de 0,48% a 42,5%. Os índices físicos foram determinados para cada corpo-de-prova e estão apresentados nas tabelas 8.26 a 8.30.

Os índices físicos dos ensaios de compressão diametral têm o mesmo significado dos índices físicos dos ensaios de compressão simples apresentados anteriormente. Alguns corpos-de-prova são denominados “talude”, isto significa que os mesmos foram moldados diretamente no talude, durante a coleta de amostras.

Amostras de cor amarelo escuro foram agrupadas juntamente com os solos de cor laranja. Essas amostras, descritas nas tabelas que listam os solos coletados no talude no Capítulo 4, eram encontradas em meio às amostras alaranjadas e, quando foram caracterizadas apresentaram índices físicos semelhantes às amostras de cor laranja (ver Capítulo 5).

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0310927/CA

Tabela 8.26 – Índices físicos dos corpos de prova Branco dos ensaios de compressão diametral.

	Amostra	Resistência à Tração (kPa)	$w_{natural}$ (%)	$w_{grav.}$ (%)	$w_{vol.}$ (%)	γ (kN/m³)	γ_d (kN/m³)	ρ_{real} (g/cm³)	e	S (%)
1	2.4001.05	8,98	36,40	9,39	12,66	14,47	13,22	2,693	1,00	25,35
2		8,57	36,40	18,63	24,47	15,28	12,88	2,693	1,05	47,76
3	2.4006.05	11,43	14,40	12,08	18,78	17,10	15,25	2,713	0,74	43,99
4	2.4015.05	11,02	16,50	14,80	22,36	17,02	14,82	2,700	0,79	50,77
5		11,84	16,50	15,48	22,92	16,77	14,52	2,700	0,82	50,74
6	2.4030.05	27,75	13,60	0,53	0,86	15,96	15,88	2,737	0,69	2,10
7		42,44	13,60	0,48	0,80	16,48	16,40	2,737	0,64	2,06
8	2.4033.05	25,71	13,10	10,99	20,30	20,11	18,12	2,738	0,48	62,36
9		6,53	13,10	10,01	16,77	18,08	16,43	2,738	0,63	43,18
10	2.4035.05	22,45	12,30	10,84	18,23	18,29	16,50	2,700	0,61	48,34
11	Talude	11,02	20,90	22,34	35,02	18,82	15,38	2,700	0,72	83,51
12		4,49	20,90	19,20	29,09	17,72	14,86	2,700	0,78	66,30
13		1,63	20,90	21,08	31,88	17,97	14,84	2,700	0,79	72,49
14		10,20	20,90	10,75	17,15	17,33	15,65	2,700	0,69	41,90
15		11,02	20,90	10,78	16,53	16,66	15,04	2,700	0,76	38,23
16		8,16	20,90	1,95	3,26	16,70	16,38	2,700	0,62	8,54
17		7,35	20,90	5,31	8,30	16,15	15,33	2,700	0,73	19,71
18		2,04	20,90	19,20	31,00	18,88	15,84	2,700	0,67	77,10
19		3,27	20,90	21,08	32,83	18,50	15,28	2,700	0,73	77,56
20		2,86	20,90	21,84	35,69	19,53	16,03	2,700	0,65	90,38
21		2,04	20,90	25,79	39,57	18,94	15,05	2,700	0,76	91,67
22		3,27	20,90	15,89	29,03	20,77	17,92	2,700	0,48	89,74
23		2,04	20,90	18,52	27,64	17,35	14,64	2,700	0,81	61,79
24		2,04	20,90	25,49	37,48	18,10	14,42	2,700	0,84	82,30
25		0,82	20,90	27,90	43,61	19,61	15,34	2,700	0,73	100,00

Tabela 8.27 – Índices físicos dos corpos de prova Amarelo dos ensaios de compressão diametral.

	Amostra	Resistência à Tração (kPa)	$w_{natural}$ (%)	$w_{grav.}$ (%)	$w_{vol.}$ (%)	γ (kN/m³)	γ_d (kN/m³)	ρ_{real} (g/cm³)	e	S (%)
1	2.4072.05	0,41	18,90	4,69	7,23	15,83	15,12	2,700	0,75	16,88
2		8,16	18,90	13,96	21,00	16,82	14,76	2,700	0,79	47,71
3		5,71	18,90	12,60	17,60	15,43	13,70	2,700	0,93	36,58
4	2.4094.05	8,98	26,90	18,47	27,67	17,41	14,69	2,723	0,82	61,33
5	2.4097.05	15,92	29,80	1,60	2,17	13,51	13,29	2,738	1,02	4,29
6		15,10	29,80	1,80	2,35	13,02	12,79	2,738	1,10	4,48
7	2.4209.05	8,16	29,90	21,27	28,99	16,22	13,37	2,718	0,99	58,40
8		7,75	29,90	20,00	28,37	16,70	13,91	2,718	0,92	59,09
9	2.4210.05	17,14	30,40	19,93	26,21	15,47	12,90	2,718	1,07	50,63
10		15,10	30,40	23,79	29,24	14,93	12,06	2,718	1,21	53,44
11	2.4218.05	4,08	27,60	30,00	40,29	17,13	13,18	2,718	1,02	79,94
12		3,27	23,20	4,10	5,47	13,63	13,10	2,718	1,04	10,72
13	2.4219.05	2,86	33,40	31,40	39,41	16,18	12,31	2,718	1,17	72,94
14		0,41	31,40	30,30	44,10	18,61	14,28	2,718	0,87	94,66
15	2.4481.05	3,67	27,60	30,00	40,27	17,12	13,17	2,718	1,03	79,17
16		17,14	21,70	35,00	41,28	15,62	11,57	2,718	1,30	73,18
17		3,67	23,50	30,00	39,85	16,94	13,03	2,718	1,05	77,66
18		4,08	22,10	31,00	40,36	16,73	12,77	2,718	1,09	77,30

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0310927/CA

Tabela 8.28 – Índices físicos dos corpos de prova Laranja dos ensaios de compressão diametral.

	Amostra	Resistência à Tração (kPa)	$w_{natural}$ (%)	$w_{grav.}$ (%)	$w_{vol.}$ (%)	γ (kN/m³)	γ_d (kN/m³)	ρ_{real} (g/cm³)	e	S (%)
1	2.4031.05	12,24	30,06	40,08	50,00	17,14	12,24	2,663	1,13	94,45
2	2.4034.05	8,57	38,10	30,10	36,71	15,57	11,97	2,663	1,18	67,93
3		12,24	38,70	42,50	48,30	15,89	11,15	2,663	1,34	84,46
4	2.4040.05	26,53	36,60	30,68	39,07	16,32	12,49	2,740	1,15	73,10
5		19,18	36,60	37,91	46,87	16,73	12,13	2,740	1,22	85,14
6	2.4090.05*	5,31	30,30	33,38	31,03	12,17	9,12	2,736	1,94	47,08
7		4,08	30,30	36,99	39,07	14,20	10,36	2,736	1,59	63,65
8	2.4091.05*	5,31	35,60	35,69	38,28	14,28	10,52	2,736	1,55	63,00
9	2.4092.05*	11,84	26,90	26,60	28,74	13,42	10,60	2,736	1,53	47,57
10		9,39	26,90	31,50	35,63	14,59	11,10	2,736	1,42	60,74
11	2.4093.05*	1,22	32,20	2,15	2,54	11,86	11,61	2,699	1,28	4,53
12		2,04	32,20	5,27	6,58	12,90	12,25	2,699	1,16	12,26
13		6,12	31,60	32,83	46,42	18,42	13,87	2,699	0,91	97,37
14		7,75	31,60	35,97	46,05	17,08	12,56	2,699	1,11	87,46
15		7,35	31,60	37,53	47,95	17,24	12,53	2,699	1,11	91,26
16	2.4220.05	36,32	32,30	27,65	32,08	14,53	11,38	2,764	1,38	55,38
17	2.4349.05*	8,57	32,50	32,50	41,83	16,73	12,63	2,764	1,15	78,11
18		9,79	33,20	32,00	40,37	16,34	12,38	2,764	1,19	74,33
19		11,43	21,50	21,60	31,87	17,60	14,47	2,764	0,87	68,62
20		8,57	18,50	32,50	40,57	16,22	12,24	2,699	1,16	75,62
21		9,79	16,50	32,00	39,26	15,89	12,04	2,699	1,20	71,97

* amostras amarelo escuro

Tabela 8.29 – Índices físicos dos corpos de prova Vermelho dos ensaios de compressão diametral.

	Amostra	Resistência à Tração (kPa)	$w_{natural}$ (%)	$w_{grav.}$ (%)	$w_{vol.}$ (%)	γ (kN/m³)	γ_d (kN/m³)	ρ_{real} (g/cm³)	e	S (%)
1	2.4237.05	11,02	30,80	21,30	27,72	15,49	12,77	2,731	1,10	52,88
2		11,02	30,80	25,28	30,65	14,90	11,89	2,731	1,25	55,23
3	2.4239.05	7,75	29,40	25,93	29,18	13,90	11,04	2,731	1,43	49,52
4	2.4355.05	13,06	30,60	17,50	21,51	14,17	12,06	2,731	1,22	39,17
5	2.4358.05	6,53	35,90	11,70	13,21	12,38	11,08	2,731	1,42	22,50
6		3,27	35,90	14,24	15,54	12,23	10,71	2,731	1,50	25,93
7		6,94	35,90	14,84	14,93	11,33	9,87	2,731	1,71	23,70

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0310927/CA

Tabela 8.30 – Índices físicos dos corpos de prova Marrom dos ensaios de compressão diametral.

	Amostra	Resistência à Tração (kPa)	$w_{natural}$ (%)	$w_{grav.}$ (%)	$w_{vol.}$ (%)	γ (kN/m³)	γ_d (kN/m³)	ρ_{real} (g/cm³)	e	S (%)
1	2.4101.05	9,39	26,70	2,13	2,46	11,59	11,35	2,713	1,35	4,28
2		8,98	26,70	2,35	2,76	11,78	11,51	2,713	1,31	4,87
3		4,90	26,70	3,20	4,01	12,70	12,30	2,713	1,16	7,48
4	2.4102.05	5,71	26,70	2,05	3,05	14,89	14,59	2,733	0,84	6,67
5		12,24	26,70	3,22	3,30	10,39	10,07	2,733	1,66	5,30
6	2.4103.05	34,28	21,20	9,21	15,50	18,03	16,51	2,692	0,60	41,32
7		69,38	21,20	13,50	22,93	18,92	16,67	2,692	0,58	62,66
8	2.4105.05	24,49	21,90	23,35	28,22	14,63	11,86	2,676	1,21	51,64
9	2.4106.05	34,69	23,60	23,82	30,01	15,30	12,36	2,692	1,14	56,25
10		33,87	23,60	24,24	30,26	15,21	12,25	2,692	1,16	56,25
11		29,38	23,60	24,55	28,76	14,31	11,49	2,692	1,30	50,84
12	2.4107.05	0,41	26,00	37,99	46,80	16,68	12,09	2,676	1,17	86,89
13		0,41	26,00	38,26	42,67	15,13	10,94	2,676	1,40	73,13
14		1,22	26,00	39,20	46,92	16,35	11,74	2,676	1,24	84,60
15	2.4115.05	4,49	24,30	29,92	44,65	19,02	14,64	2,688	0,80	100,00
16		5,31	24,30	29,93	46,72	19,90	15,31	2,688	0,72	111,74
17		2,45	24,30	31,95	41,92	16,98	12,87	2,688	1,05	81,79
18	2.4236.05	36,73	24,20	19,00	27,16	16,69	14,02	2,731	0,91	57,02
19	2.4354.05	34,28	24,80	17,92	25,07	16,18	13,72	2,731	0,95	51,52
20		25,30	24,80	23,11	32,03	16,74	13,60	2,731	0,97	65,07
21	2.4499.05	10,61	27,50	30,00	38,43	16,34	12,57	2,731	1,13	72,50
22		34,28	29,90	30,00	39,11	16,63	12,79	2,731	1,09	75,17
23		6,53	26,80	25,00	40,22	19,73	15,78	2,731	0,70	97,54
24		12,65	27,00	30,00	41,77	17,76	13,66	2,731	0,96	85,34
25		37,95	27,80	22,70	27,70	14,69	11,97	2,731	1,24	49,99

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0310927/CA

A Figura 8.93 mostra uma seqüência típica de ensaio. Ocorre o desenvolvimento de uma trinca vertical, a abertura desta trinca com o deslocamento vertical da prensa e, por fim, a ruptura total da amostra ao longo do seu diâmetro.

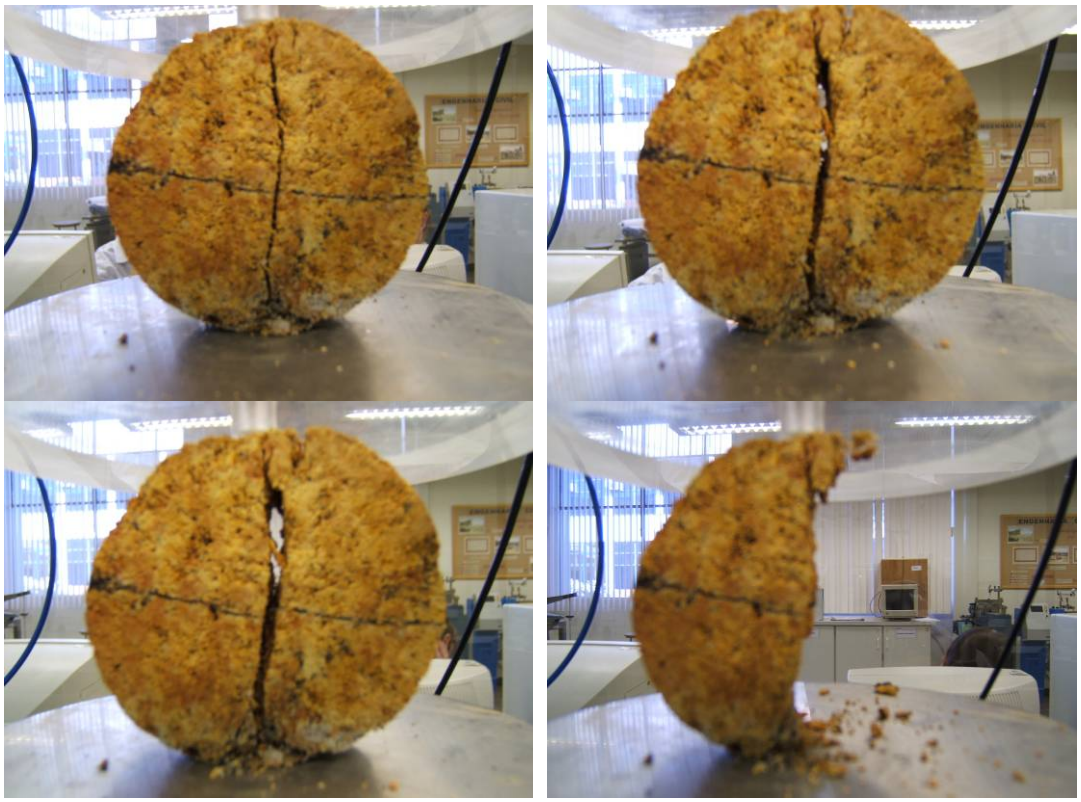


Figura 8.93 – Ruptura de corpo de prova por desenvolvimento de fissura vertical.

No entanto, alguns corpos de prova não se comportaram de forma tão clara. Por vezes, o modo de ruptura do corpo de prova foi condicionado à existência de heterogeneidades. Vazios ou trincas pré-existentes faziam com que o material não rompesse por uma trinca vertical, mas sim, apresentasse rupturas diversas como pode ser observado na Figura 8.94 e na Figura 8.95. Nesses casos as hipóteses consideradas no Ensaio Brasileiro deixam de ser válidas. Apesar disso a magnitude da resistência encontrada para essas amostras foi similar à magnitude dos corpos-de-prova que romperam por um plano vertical.

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0310927/CA

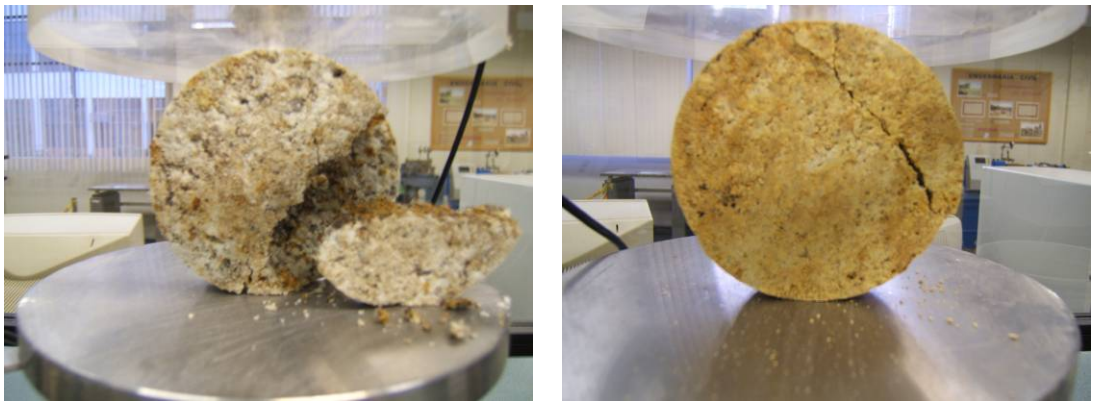


Figura 8.94 – Ruptura de corpo de prova por fratura pré-existente.

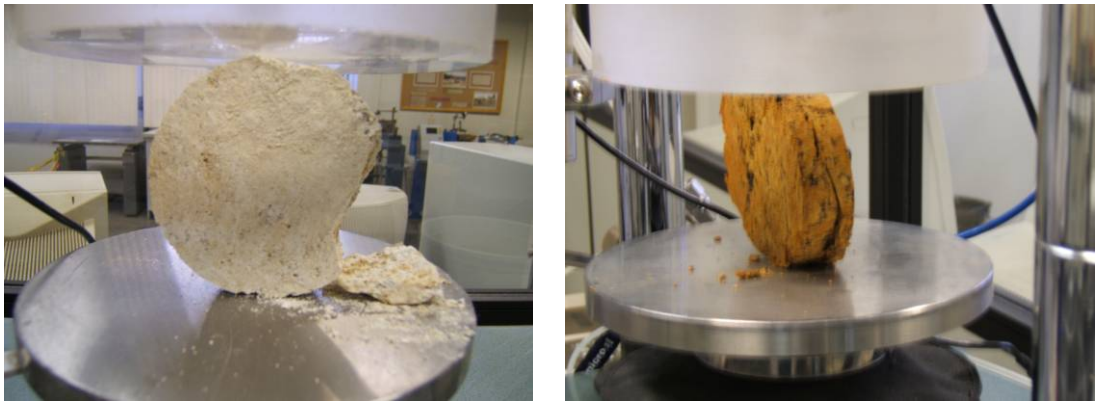


Figura 8.95 – Ruptura de corpo de prova por fratura pré-existente.

Nas Figuras 8.97 a 8.107 são apresentados os resultados de compressão diametral em função do grau de saturação, teor de umidade gravimétrico e sucção matricial das amostras.

Os cinco solos apresentam grande dispersão nos resultados de resistência à tração. Assim como nos corpos-de-prova de compressão uniaxial, a moldagem de corpos-de-prova para tração era difícil para valores baixos de teor de umidade. Em geral, os solos tendem a apresentar um valor máximo de resistência em torno do grau de saturação de 50%. O solo Marrom apresenta resistência à tração máxima de 40 kPa em 50% de saturação, o solo Laranja 35 kPa em 55% de saturação, o solo Amarelo 17 kPa em 50% de saturação e o solo Branco 25 kPa em 60% de saturação. No gráfico que apresenta os resultados do solo Laranja estão destacadas as amostras de cor amarelo escuro. Embora os índices físicos médios dessas amostras e das amostras laranja sejam similares, os resultados de compressão diametral mostram que os solos de cor amarelo escuro tem comportamento diferente das amostras alaranjadas, pois sua resistência é notadamente inferior. São poucos os ensaios disponíveis para o solo Vermelho, mas desses pontos, a resistência máxima de 15 kPa foi atingida para o grau de saturação de 40%.

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0310927/CA

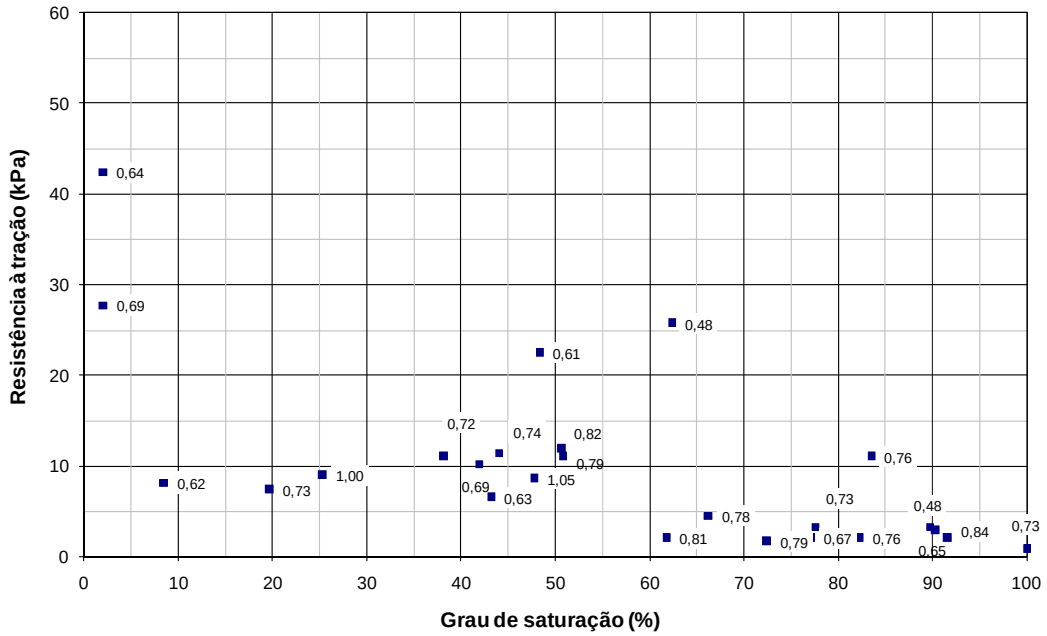


Figura 8.96 – Resistência à tração *versus* grau de saturação para o solo Branco com identificação do índice de vazios dos corpos-de-prova nos rótulos.

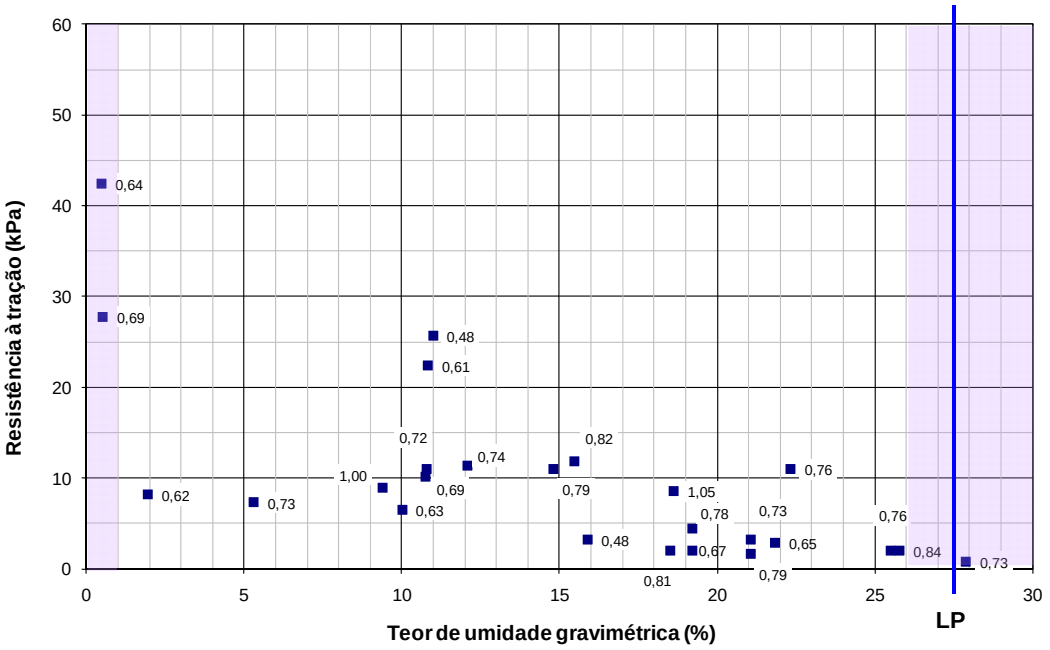


Figura 8.97 – Resistência à tração *versus* umidade gravimétrica para o solo Branco com identificação do índice de vazios dos corpos-de-prova nos rótulos.

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0310927/CA

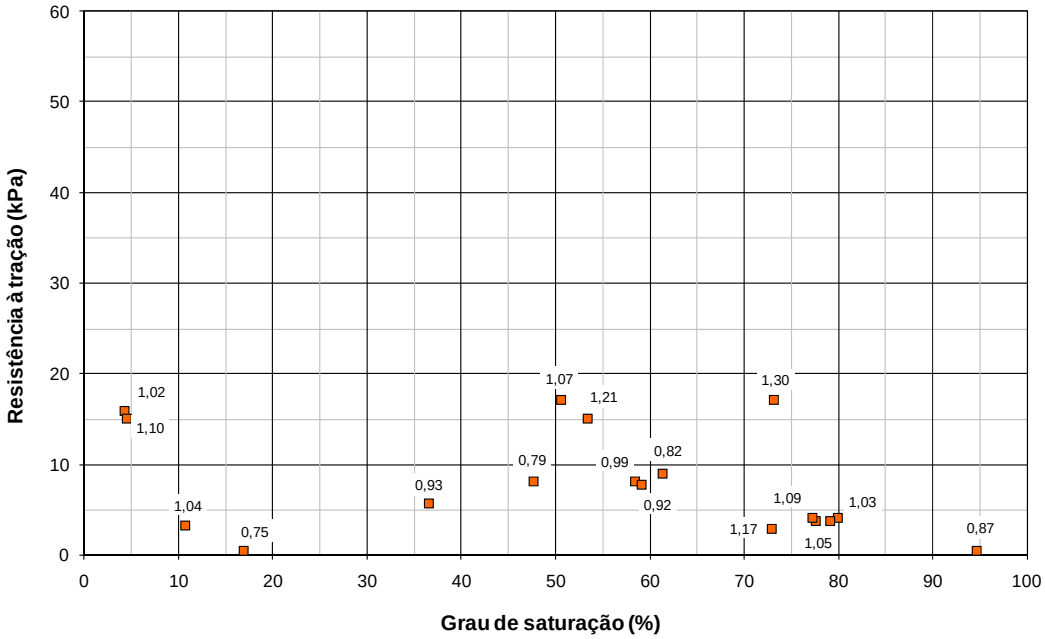


Figura 8.98 – Resistência à tração *versus* grau de saturação para o solo Amarelo com identificação do índice de vazios dos corpos-de-prova nos rótulos.

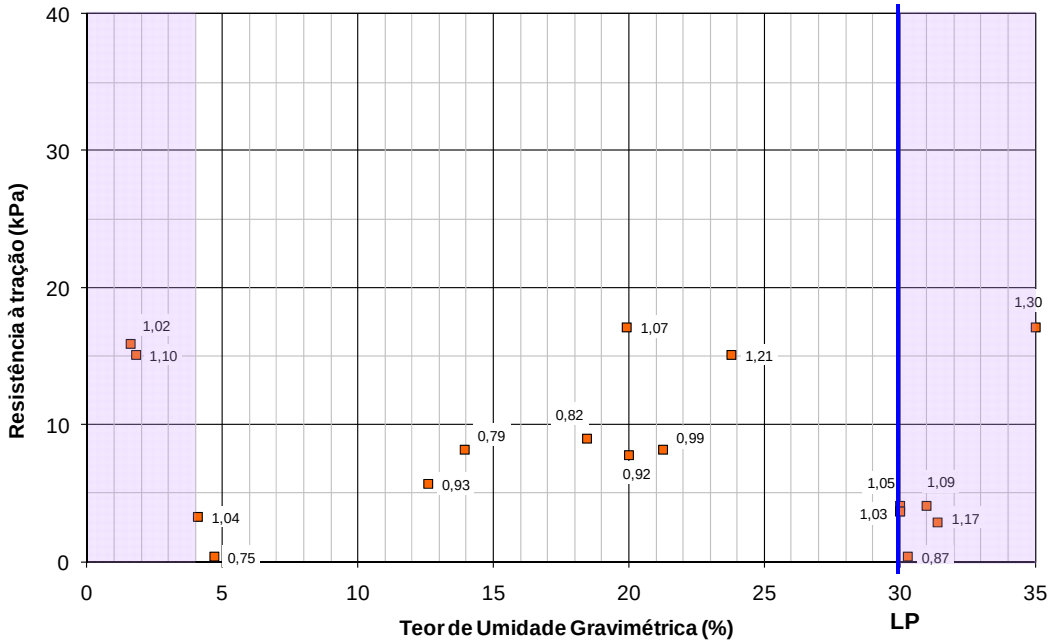


Figura 8.99 – Resistência à tração *versus* umidade gravimétrica para o solo Amarelo com identificação do índice de vazios dos corpos-de-prova nos rótulos.

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0310927/CA

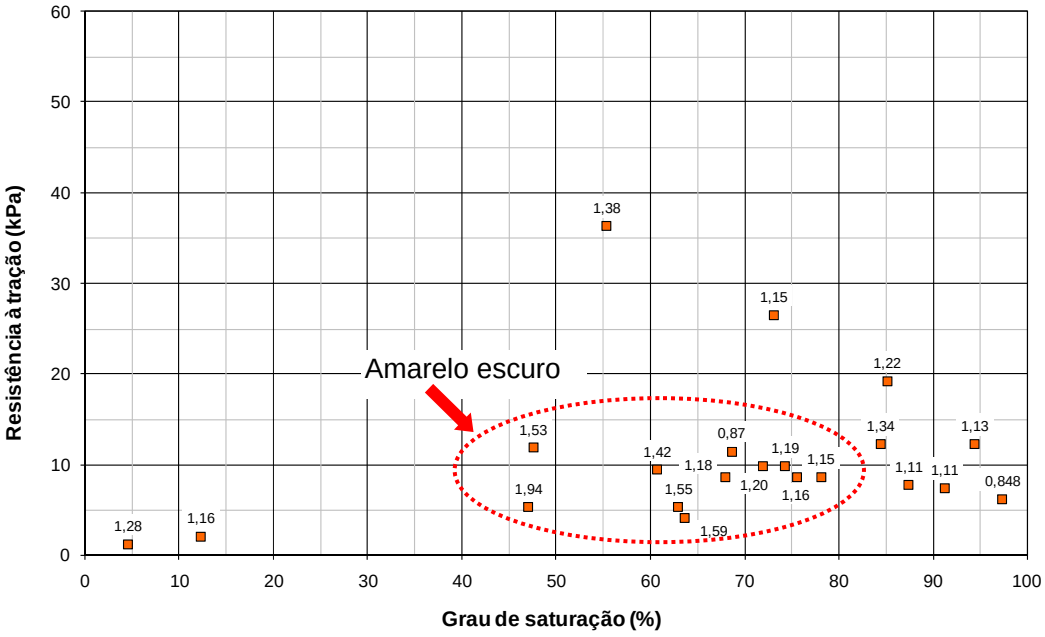


Figura 8.100 – Resistência à tração *versus* grau de saturação para o solo Laranja com identificação do índice de vazios dos corpos-de-prova nos rótulos.

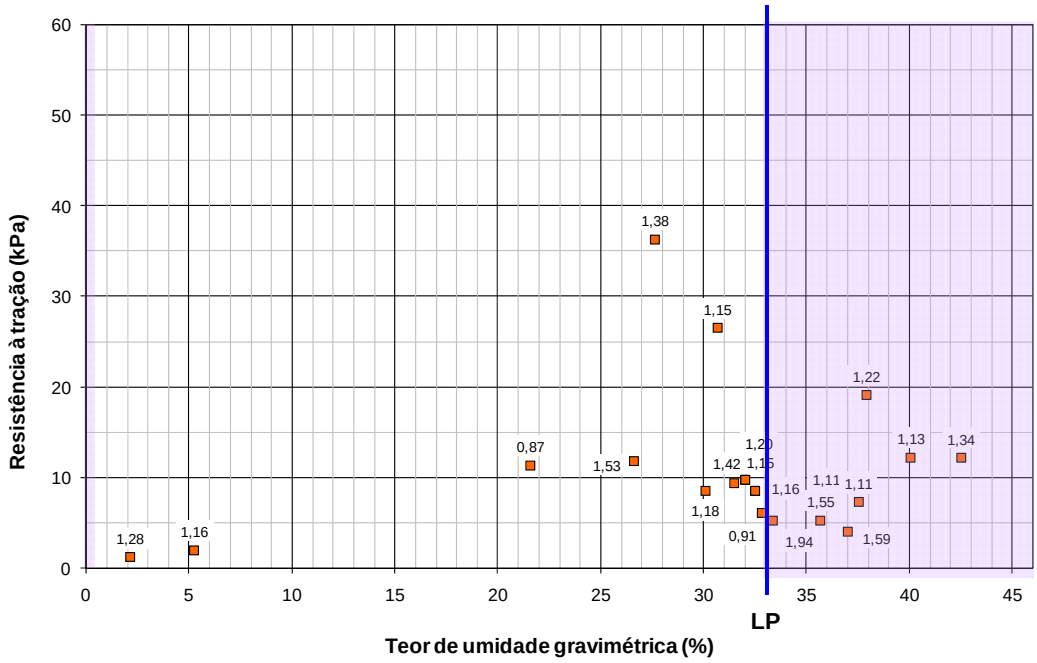


Figura 8.101 – Resistência à tração *versus* umidade gravimétrica para o solo Laranja com identificação do índice de vazios dos corpos-de-prova nos rótulos.

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0310927/CA

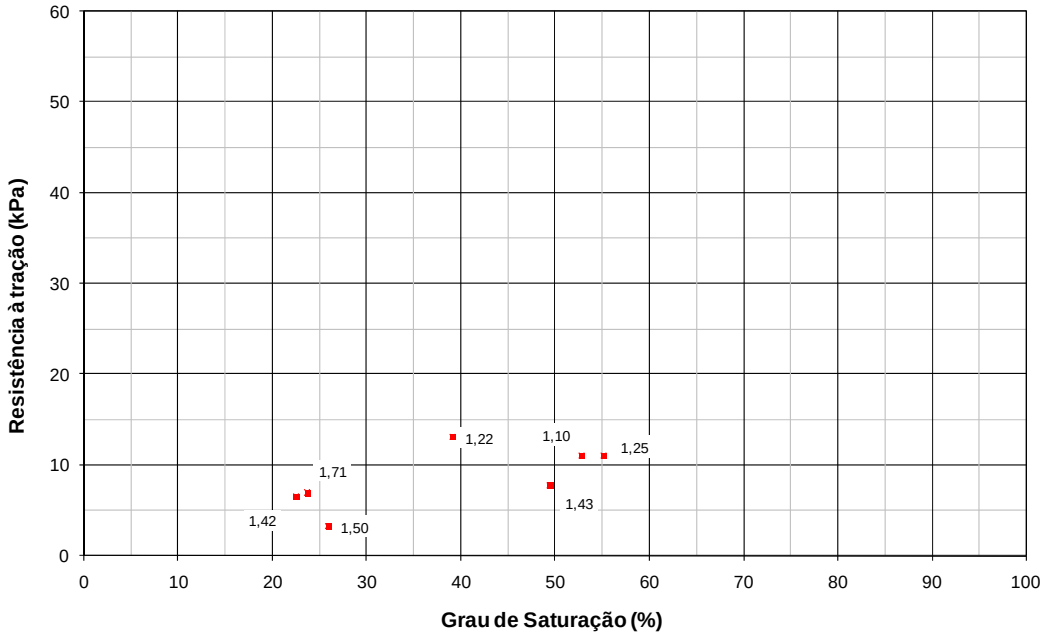


Figura 8.102 – Resistência à tração *versus* grau de saturação para o solo Vermelho com identificação do índice de vazios dos corpos-de-prova nos rótulos.

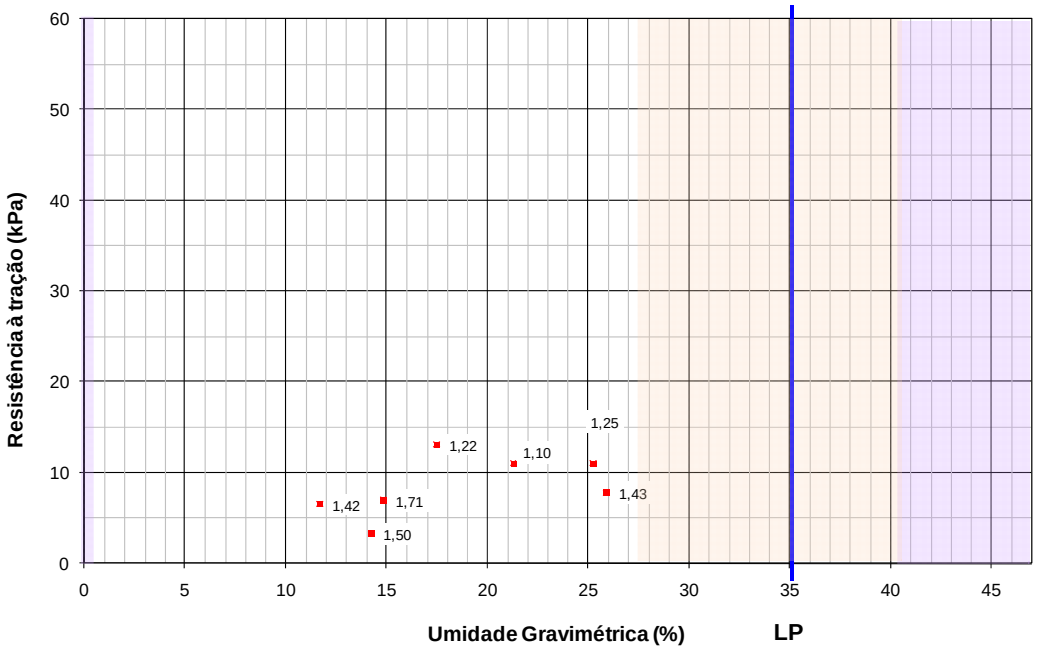


Figura 8.103 – Resistência à tração *versus* umidade gravimétrica para o solo Vermelho com identificação do índice de vazios dos corpos-de-prova nos rótulos.

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0310927/CA

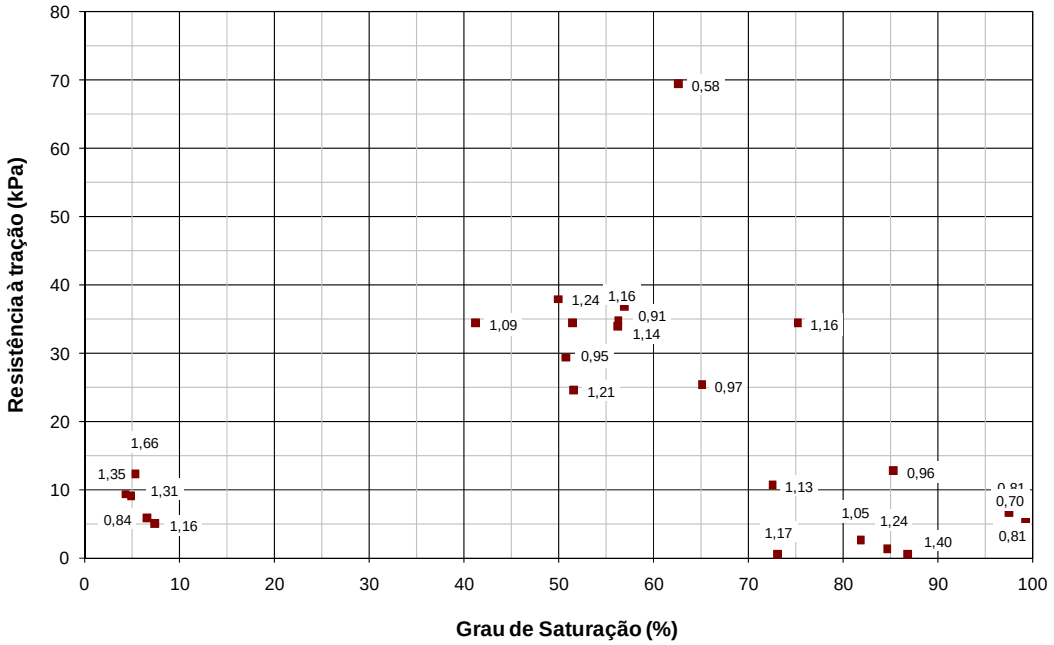


Figura 8.104 – Resistência à tração *versus* grau de saturação para o solo Marrom com identificação do índice de vazios dos corpos-de-prova nos rótulos.

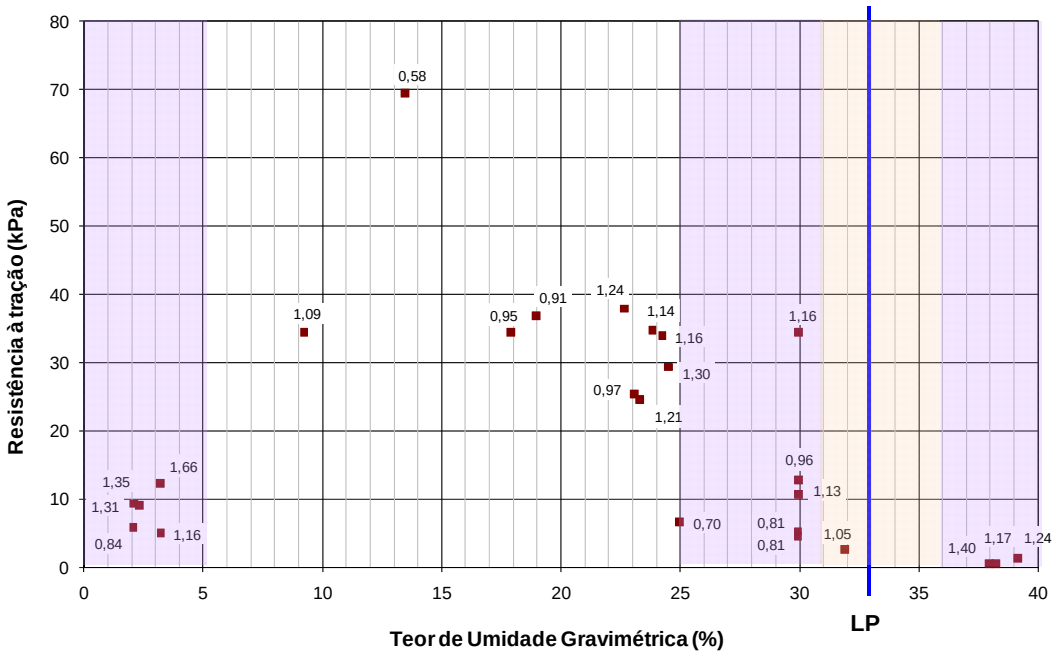


Figura 8.105 – Resistência à tração *versus* umidade gravimétrica para o solo Marrom com identificação do índice de vazios dos corpos-de-prova nos rótulos.

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0310927/CA

O estado capilar e o limite de plasticidade não aparentam influenciar a resistência à tração dos solos, pelo menos a relação entre esses parâmetros não pode ser identificada no gráfico de resistência à tração *versus* grau de saturação.

A resistência próxima à saturação 100% tem valor desprezível para todos os solos. Com o decréscimo no grau de saturação a resistência vai aumentando até atingir o valor máximo citado. Após esse valor máximo os solos apresentam uma queda de resistência. Os solos Laranja e Marrom exibem, para um grau de saturação em torno de 5%, resistências à tração inferiores a 10 kPa.

Por outro lado, os solos Amarelo e Branco apresentam um novo aumento nos valores de resistência. O solo Amarelo tem resistência de 17 kPa e o solo Branco tem resistência de 43 kPa quando o grau de saturação é inferior a 10%. Esse acréscimo de resistência ocorre no estado residual de saturação dos solos.

Conforme relatado na literatura, o comportamento típico de solos não coesivos quando solicitados à tração é o de apresentar dois picos distintos para a resistência à tração em função do grau de saturação (ver Capítulo 2). O primeiro ponto de resistência à tração máxima ocorre próximo ao teor de umidade residual e o segundo próximo ao valor de entrada de ar do solo (Lu *et al*., 2007; Goulding, 2006). Esses dois parâmetros – a máxima resistência à tração que ocorre no regime residual (σ_t) e a máxima resistência à tração que ocorre no regime capilar (σ_a) – controlam a forma da curva característica de resistência à tração que está reproduzida na Figura 8.106.

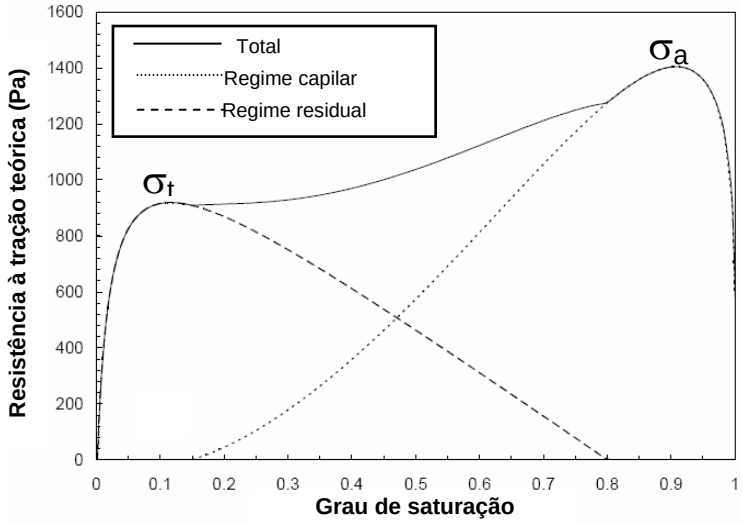


Figura 8.106 – Comportamento de resistência à tração típico de solos não coesivos (Goulding, 2006).

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0310927/CA

Na Figura 8.107 e na Figura 8.108 os resultados dos solos Branco e Amarelo são novamente reproduzidos em gráficos de resistência à tração versus grau de saturação com a indicação das áreas de sucção capilar (área lilás à direita do gráfico) e de sucção residual (área lilás à esquerda do gráfico). Os valores de entrada de ar e teor de umidade residual foram obtidos a partir da curva de retenção dos solos (ver Capítulo 6). Também foram traçadas linhas de tendência para o comportamento observado.

Mesmo com a dispersão dos resultados, pode-se identificar duas áreas nos gráficos onde a resistência à tração é superior. Um dos valores máximos está no estado de saturação residual do solo, mas, ao contrário do relatado na literatura, o segundo pico de resistência não ocorre no valor de entrada de ar do solo, mas próximo ao grau de saturação de 50%. A entrada de ar no solo Branco acontece no grau de saturação de 83% e no solo Amarelo acontece no grau de saturação de 80%.

A transferência do ponto de resistência à tração máxima da região da entrada de ar do solo para a região de saturação 50% pode ser efeito da estrutura dos solos residuais. A estruturação pode estar sendo destruída com a saturação e, como conseqüência, o solo perde resistência.

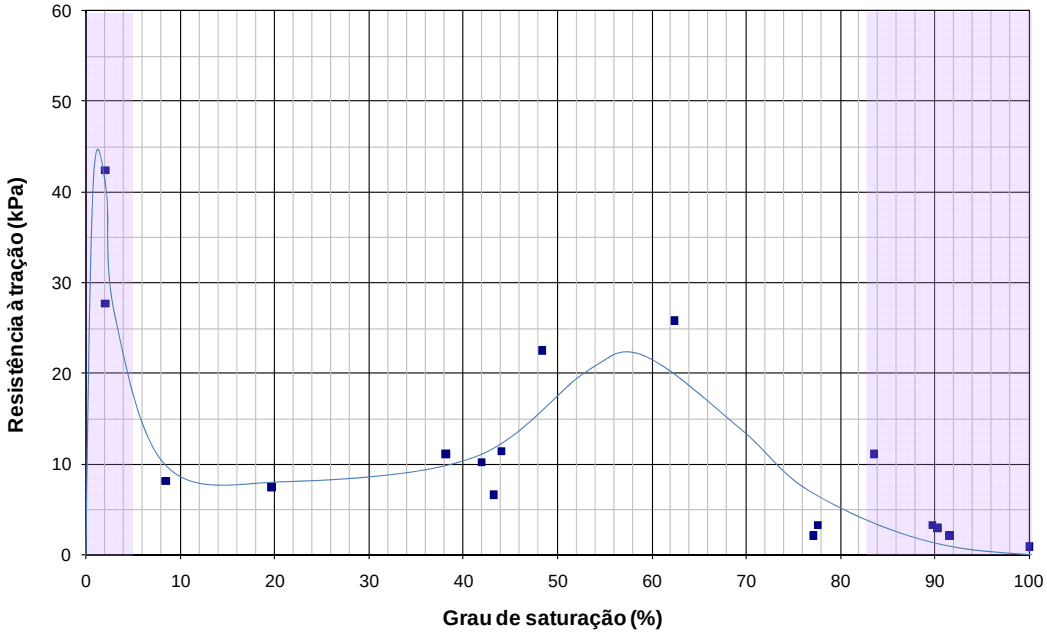


Figura 8.107 – Picos de resistência à tração para o solo Branco indeformado.

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0310927/CA

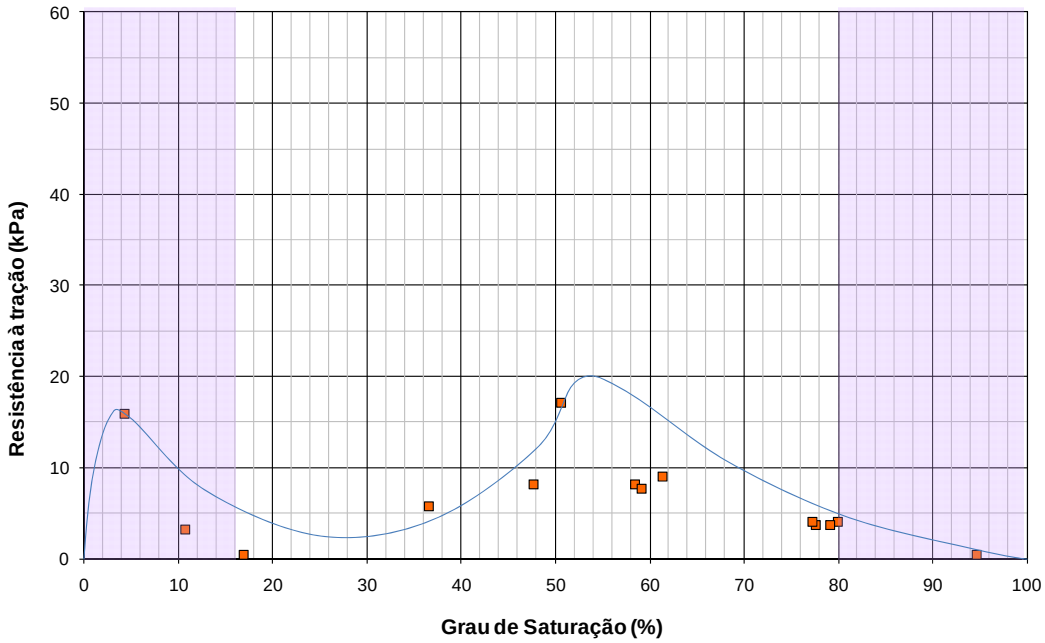


Figura 8.108 – Picos de resistência à tração para o solo Amarelo indeformado.

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0310927/CA

Nos solos Laranja, Vermelho e Marrom, no estado indeformado, não é possível identificar esse modelo de comportamento, talvez por esses solos apresentarem maior quantidade de finos e apresentarem diferente arranjo estrutural. Os solos Branco e Amarelo contêm 58% e 52% de areia respectivamente, enquanto que o solo Laranja apresenta 49% de teor de areia e os solos Vermelho e Marrom apresentam 35%.

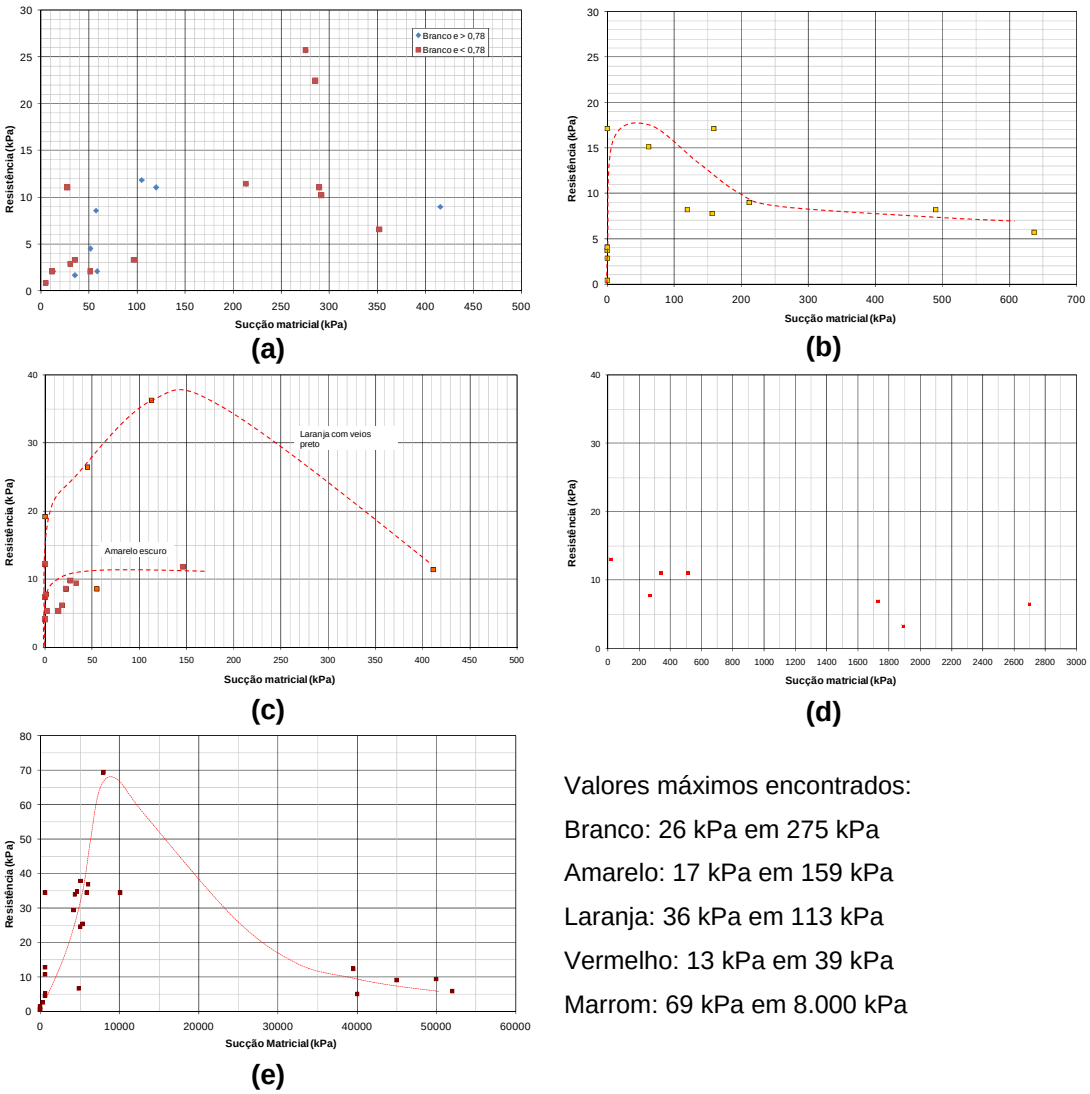
A influência da sucção matricial na resistência dos solos indeformados não é tão evidente quanto à dos solos compactados. Conforme pode ser observado na Figura 8.109 os resultados são diversos, resultado da heterogeneidade dos solos. Apesar de terem sido notados feições de rupturas não convencionais, conforme ressaltado pelas figuras 8.14 e 8.15, não foi possível identificar um resultado anômalo de resistência para estes corpos-de-prova.

A resistência à tração do solo Branco está apresentada na Figura 8.109 (a). Foram colocados em evidência os corpos-de-prova que apresentavam índice de vazios superior a 0,78 (pontos azuis no gráfico). No entanto, no gráfico analisado (resistência versus sucção matricial) essa característica não os diferenciou dos demais. A resistência máxima, de 25 kPa, ocorre na sucção de 276 kPa.

O solo Amarelo apresenta a maior resistência, de 17 kPa na sucção de 159 kPa. Para este solo, a resistência à tração parece decrescer em valores altos de sucção.

Para o solo Laranja, os valores de resistência foram mais representativos, chegando até 35 kPa, mas apenas para baixos valores de sucção. No gráfico observa-se claramente dois distintos comportamentos: um para as amostras laranja

com veios pretos e outro para as amostras amarelo escuro. As amostras de cor amarelo apresentaram resistência à tração consideravelmente menor, em torno de 12 kPa. O solo Vermelho apresentou resistência menor que os anteriores. No entanto, deve ser ressaltado que se dispunha de poucos corpos-de-prova deste material para serem analisados e, talvez com um maior número de ensaios, principalmente em valores de sucção pequenos, fossem obtidas resistências maiores. Assim como no ensaio de compressão simples o solo Marrom apresentou resistência maior que os demais, com alguns ensaios atingindo até 38 kPa. A resistência apresenta queda quando este solo encontra-se com valores de sucção bastante altas, acima de 10.000 kPa.



Valores máximos encontrados:
Branco: 26 kPa em 275 kPa
Amarelo: 17 kPa em 159 kPa
Laranja: 36 kPa em 113 kPa
Vermelho: 13 kPa em 39 kPa
Marrom: 69 kPa em 8.000 kPa

Figura 8.109 – Resistência à tração dos solos indeformados em função da sucção matricial. (a) Branco. (b) Amarelo. (c) Laranja. (d) Vermelho. (e) Marrom.

A Tabela 8.31 resume os resultados obtidos do ensaio de compressão diametral para os solos indeformados, com o valor da resistência à tração máxima e o grau de saturação e o teor de umidade na qual ela foi atingida. A tabela também

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0310927/CA

resume o teor de argila dos solos obtidos no ensaio de granulometria com defloculante. A Figura 8.110 apresenta os dados da Tabela 8.31, sendo no eixo y a resistência à tração e no eixo x o teor de argila dos solos com seus valores máximos e mínimos. Foi ajustada, por mínimos quadrados, uma função polinomial entre os dados de resistência e os valores médios de argila. O quadrado do coeficiente de correlação encontrado foi de 0,816. Nota-se que para valores de teor de argila inferiores a 10% essa característica do solo é inversamente proporcional à resistência. Apenas com o crescimento do teor de argila é que este passa a comandar a resistência. Para os solos compactados a relação linear entre a porcentagem de finos e a resistência à tração apresentou um R^2 de 0,995 (Figura 8.55).

Esse fato demonstra que nos solos residuais indeformados a estrutura tem função respeitável no comportamento. A resistência desses solos não é comandada apenas pelos grãos, mas pelo seu arranjo estrutural e eventual cimentação. A perda de resistência entre o solo Branco e o solo Vermelho também tem sua parcela devido ao intemperismo, que ao mesmo tempo em que vai formando argilo-minerais que aumentam a coesão do solo, vai destruindo a estrutura da rocha mãe.

Também deve ser considerada uma mudança de comportamento entre solos com maior teor de grãos grossos, como o solo Branco e o Amarelo, e os solos com comportamento tipicamente coesivo, como o solo Marrom.

Além do tamanho dos grãos, o tamanho dos poros também influência a resistência à tração. Em geral, solos que apresentam apenas pequenos poros exibem resistências superiores aos solos com grandes poros ou solos com diferentes tamanhos de poros (Zeh e Witt, 2007). A Tabela 8.32 resume os dados de tamanho de poros dos solos (ver Capítulo 6), dados que são utilizados para a geração da Figura 8.111, que apresenta a porcentagem de poros versus resistência à tração. Nota-se que o solo Marrom apresenta a menor quantidade de macro-poros e a maior resistência à tração. Quanto menor a quantidade de macro poros e maior a quantidade de micro e meso poros, maior a resistência à tração apresentada. A quantidade de micro-poros, neste caso, resulta em menor influência na resistência, com R^2 de apenas 0,4. Deve ser ressaltado, entretanto, que o ensaio de porosimetria foi realizado com uma única amostra do solo Marrom e, conforme relatado ao longo deste trabalho, a heterogeneidade dos solos estudados pode dificultar a obtenção de dados representativos das camadas.

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0310927/CA

Tabela 8.31 – Resistência à tração máxima dos solos indeformados.

Solo	*Resistência à tração máxima (kPa)*	*Grau de saturação (%)*	*Teor de umidade (%)*	*Teor de argila (%)*	*Desvio padrão do teor de argila (%)*
Marrom	69	62,7	13,5	23,0	3,6
Vermelho	13	39,0	17,5	8,0	2,2
Laranja	36	55,4	28,0	7,0	0,8
Amarelo	17	50,0	20,0	6,0	1,9
Branco	42	2,0	0,5	5,0	2,8

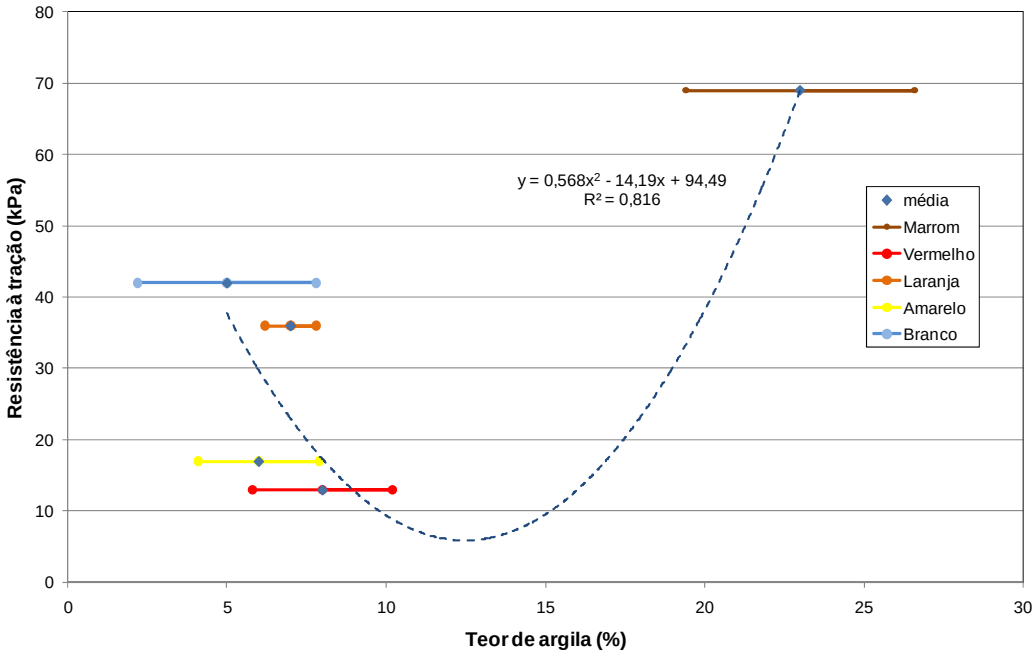


Figura 8.110 – Relação entre o teor de argila e a resistência à tração dos solos indeformados.

Tabela 8.32 – Porcentagem de poros de acordo com o ensaio de porosimetria de mercúrio e classificação IUPAC.

Solo	*Micro-poros (%)*	*Meso-poros (%)*	*Macro-poros (%)*
Marrom	15,6	42,4	42,0
Vermelho	1,8	6,0	92,2
Laranja	10,4	7,0	82,6
Amarelo	12,7	8,4	78,9
Branco	6,9	4,9	88,2

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0310927/CA

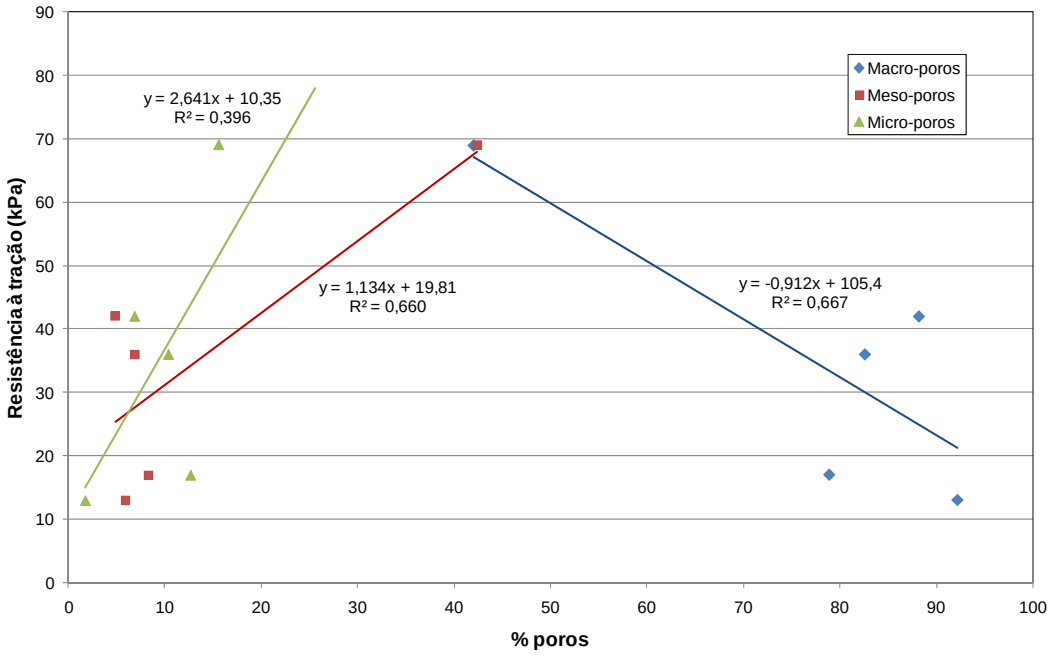


Figura 8.111 – Influência do tamanho de poros na resistência à tração.

A dificuldade em se determinar um comportamento típico para a resistência à tração advém de dois fatos principais: apesar de serem provenientes do mesmo perfil de intemperismo, os solos estudados apresentam características bem distintas entre si, e em solos residuais a influência da composição mineralógica e da cimentação é tão importante quanto à composição granulométrica na definição da sucção que é desenvolvida no elemento.

8.3. Avaliação dos Resultados: Amostras Compactadas x Amostras indeformadas

8.3.1. Resistência à Compressão Não-Confinada

Nos solos naturais em condição não saturada, as componentes sucção, cimentação e arranjo de grãos interagem simultaneamente influenciando a resistência à compressão uniaxial. Os resultados de compressão não confinada dos solos naturais apresentados no item 8.2.1.2 são bastante dispersos. Esses resultados são explicados pela heterogeneidade dos solos que podem apresentar cimentação não uniforme, variação da porosidade e do tamanho dos grãos, mesmo em amostras coletadas lado a lado.

Já nos solos compactados, a estrutura é função das condições iniciais de moldagem, e os resultados são mais coerentes, pois refletem a maior homogeneidade do material fabricado em laboratório.

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0310927/CA

Neste item são comparados os ensaios obtidos com os solos naturais e os solos compactados. Esses resultados quando colocados em um mesmo gráfico deixam mais evidente a dispersão de resultados e heterogeneidade dos solos indeformados.

Nas figuras 8.112 a 8.116 são apresentadas as variações de grau de saturação *versus* resistência, teor de umidade gravimétrica *versus* índice de vazios e peso específico seco *versus* resistência para os solos Branco, Amarelo, Laranja, Vermelho e Marrom.

Como já descrito anteriormente, no gráfico de resistência em função do grau de saturação, os solos compactados apresentam um acréscimo de resistência com a diminuição do grau de saturação até atingir um máximo. Após esse ponto há a perda da resistência. Ao contrário, os solos indeformados exibem uma profusão de valores de resistência para todos os valores de grau de saturação avaliados.

A dispersão de resultados de resistência é reflexo da variação das características físicas dos corpos-de-prova, conforme pode ser visualizado nos gráficos de umidade gravimétrica e índice de vazios e peso específico seco e resistência. Ao contrário dos solos compactados, os solos naturais apresentam grande variação de índice de vazios para um mesmo teor de umidade.

Sem distinção, os solos indeformados têm índice de vazios superior aos solos compactados. No entanto, o solo Branco indeformado apresentou resistência à compressão superior ao do solo compactado e as resistências exibidas pelo solo Amarelo e Laranja compactados e indeformados são de mesma ordem de grandeza. Portanto, pode-se concluir que a resistência do solo não é função apenas da porosidade, mas a estrutura herdada da rocha mãe tem influência significativa na resistência dos solos naturais.

Ao contrário, os solos Vermelho e Marrom quando compactados exibem resistência à compressão não confinada superior à resistência no estado natural. Nesses solos, mais intemperizados, a estrutura herdada da rocha mãe já está bastante destruída e mesmo a ocorrência de cimentação por óxidos não é suficiente para superar a resistência gerada pela compactação.

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0310927/CA

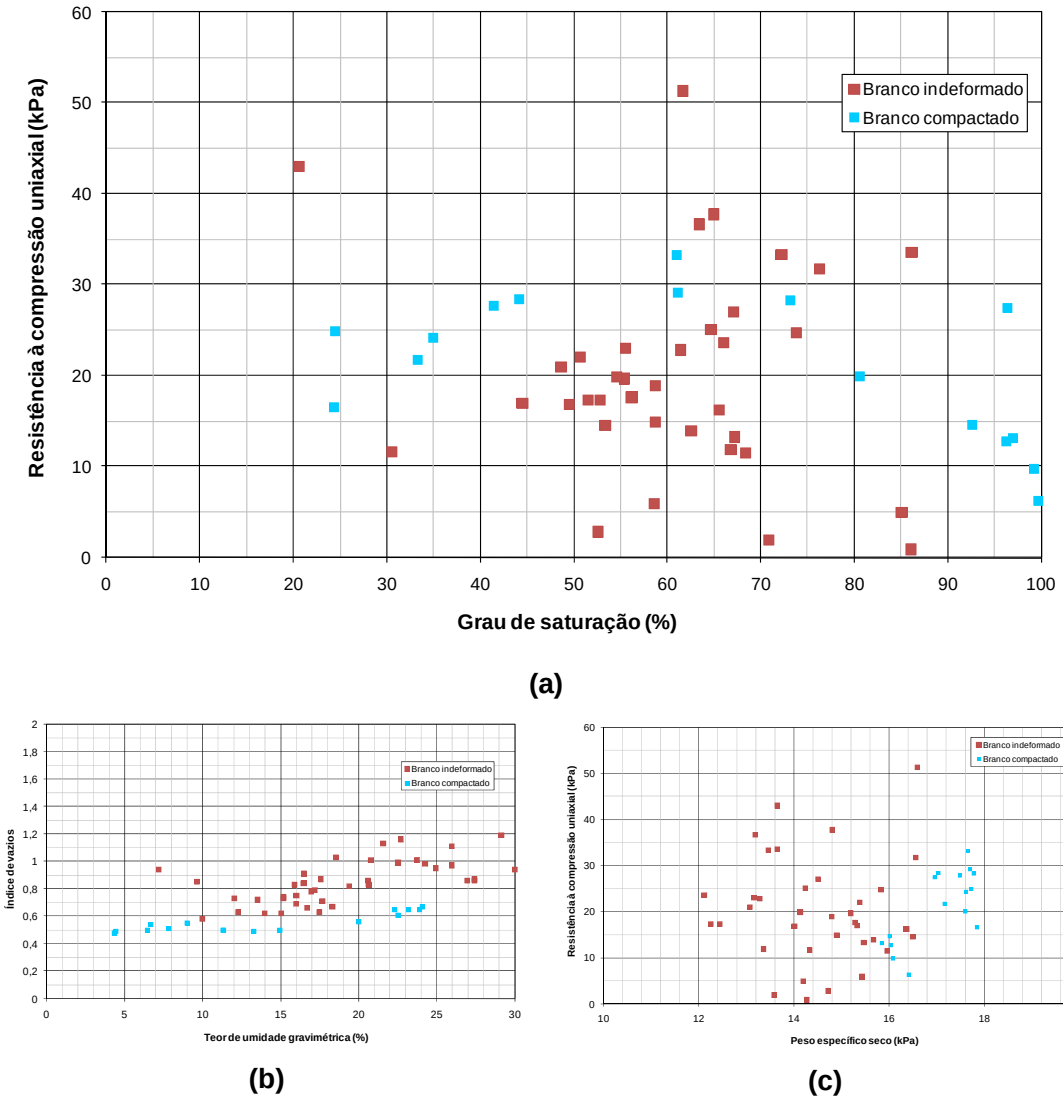


Figura 8.112 – Comparação entre resultados de ensaios de compressão uniaxial do solo Branco compactado e indeformado. (a) Grau de saturação *versus* resistência. (b) Teor de umidade gravimétrica *versus* índice de vazios. (c) Peso específico seco *versus* resistência.

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0310927/CA

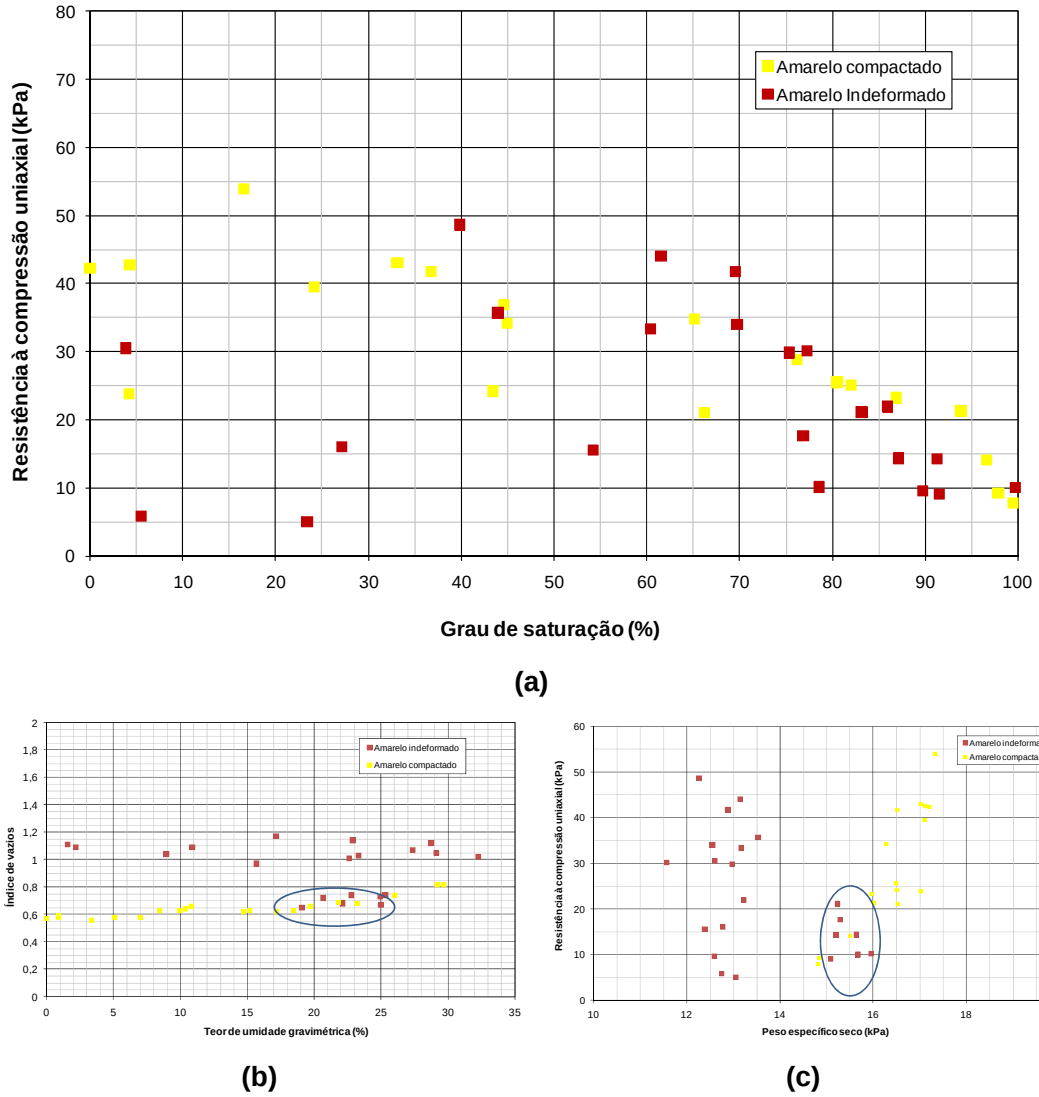
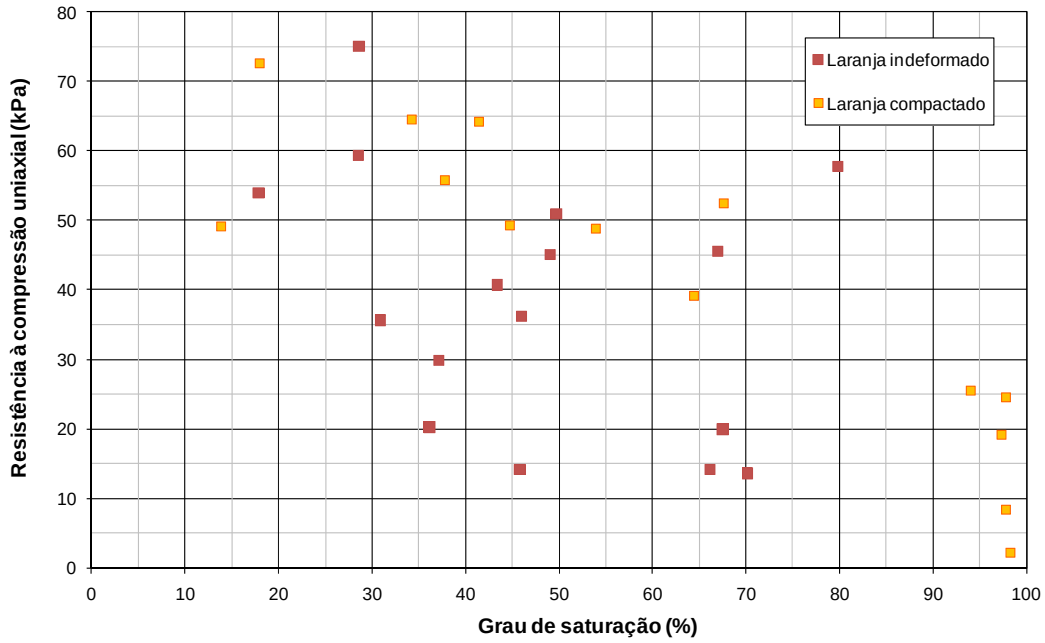
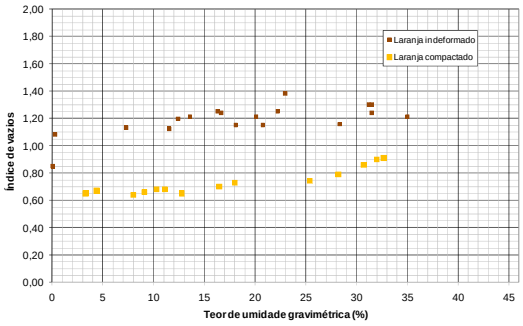


Figura 8.113 – Comparação entre resultados de ensaios de compressão uniaxial do solo Amarelo compactado e indeformado. (a) Grau de saturação *versus* resistência. (b) Teor de umidade gravimétrica *versus* índice de vazios. (c) Peso específico seco *versus* resistência.

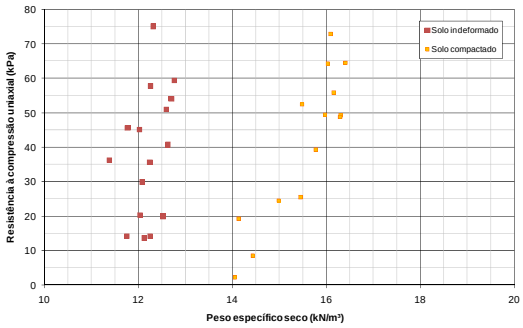
PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0310927/CA



(a)



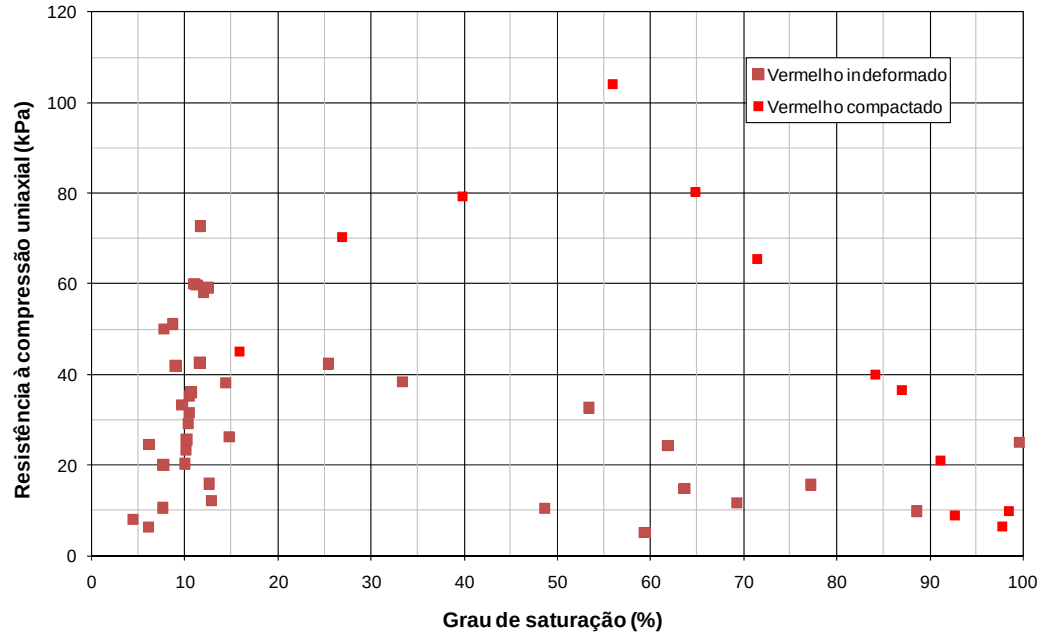
(b)



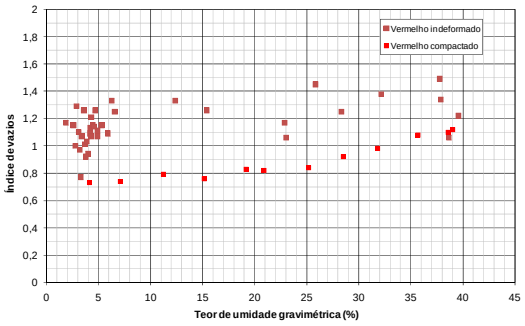
(c)

Figura 8.114 – Comparação entre resultados de ensaios de compressão uniaxial do solo Laranja compactado e indeformado. (a) Grau de saturação *versus* resistência. (b) Teor de umidade gravimétrica *versus* índice de vazios. (c) Peso específico seco *versus* resistência.

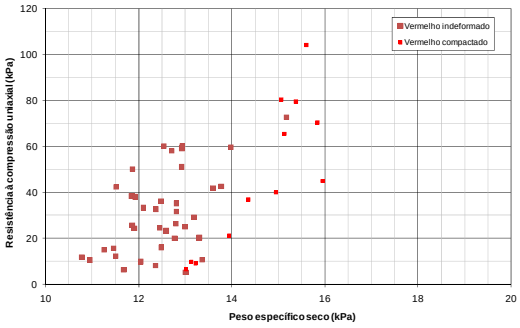
PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0310927/CA



(a)



(b)



(c)

Figura 8.115 – Comparação entre resultados de ensaios de compressão uniaxial do solo Vermelho compactado e indeformado. (a) Grau de saturação *versus* resistência. (b) Teor de umidade gravimétrica *versus* índice de vazios. (c) Peso específico seco *versus* resistência.

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0310927/CA

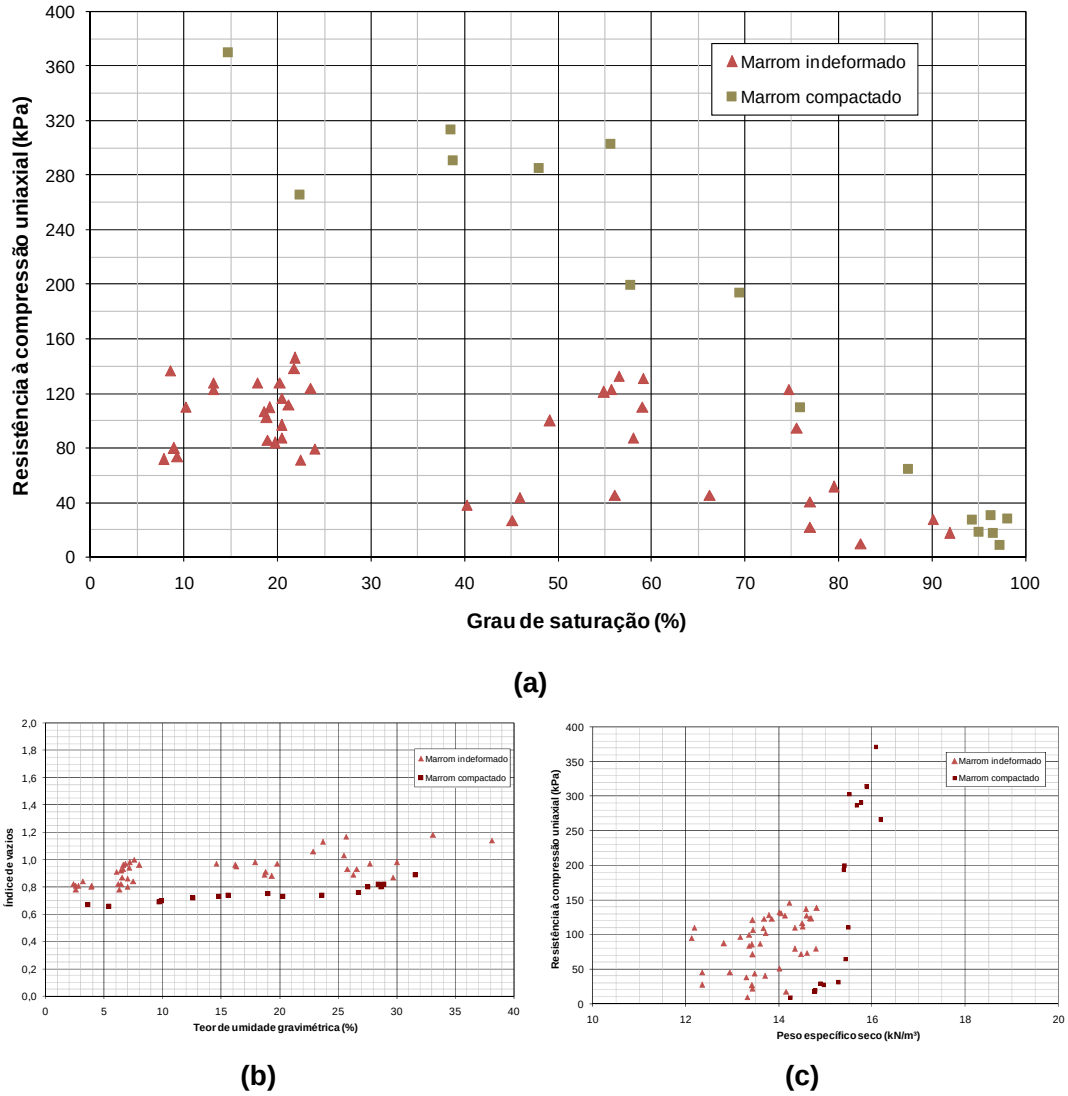


Figura 8.116 – Comparação entre resultados de ensaios de compressão uniaxial do solo Marrom compactado e indeformado. (a) Grau de saturação *versus* resistência. (b) Teor de umidade gravimétrica *versus* índice de vazios. (c) Peso específico seco *versus* resistência.

Na Figura 8.117 e na Figura 8.118 estão traçadas as deformações onde foi atingida a resistência máxima na curva tensão axial x deformação no ensaio de compressão simples versus o teor de umidade do corpo-de-prova. Observa-se que para os solos compactados (Figura 8.117) a deformação independe do tipo de solo, ou seja, é função apenas do teor de umidade. Por outro lado, os solos indeformados não apresentam uma tendência nítida para a deformação necessária para a ruptura do corpo-de-prova. Provavelmente a cimentação que provoca o enrijecimento dos solos é heterogênea no perfil e essa característica está representada na deformação. Nota-se também que os solos indeformados, na média, atingem a ruptura em níveis de deformação inferiores aos solos compactados. A deformação máxima dos solos indeformados é em torno de 5,5%, enquanto que os solos compactados atingem deformação até de 16%.

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0310927/CA

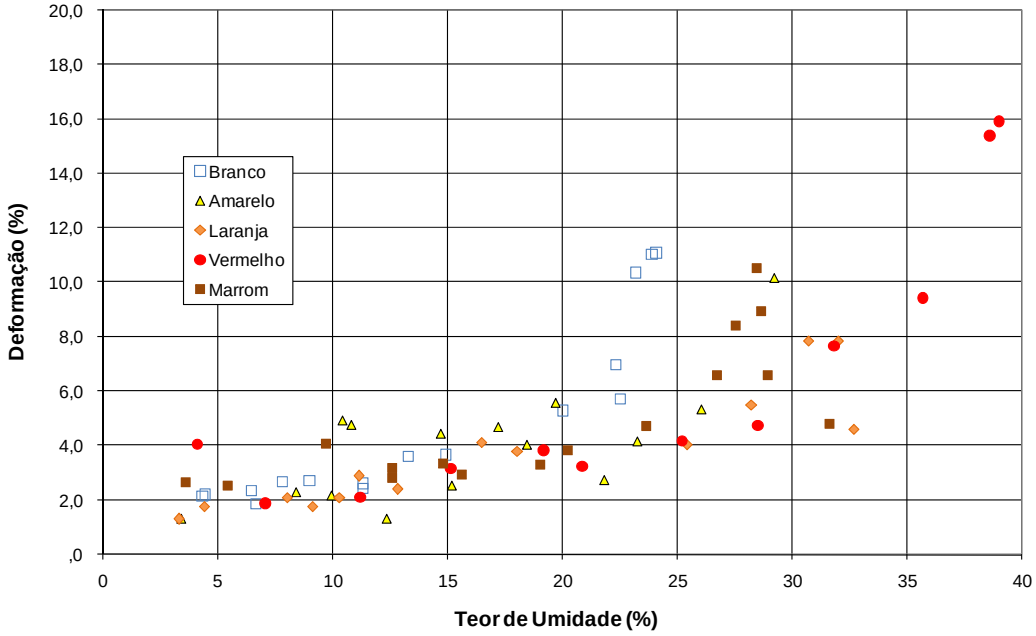


Figura 8.117 – Deformação na ruptura *versus* teor de umidade para os solos compactados.

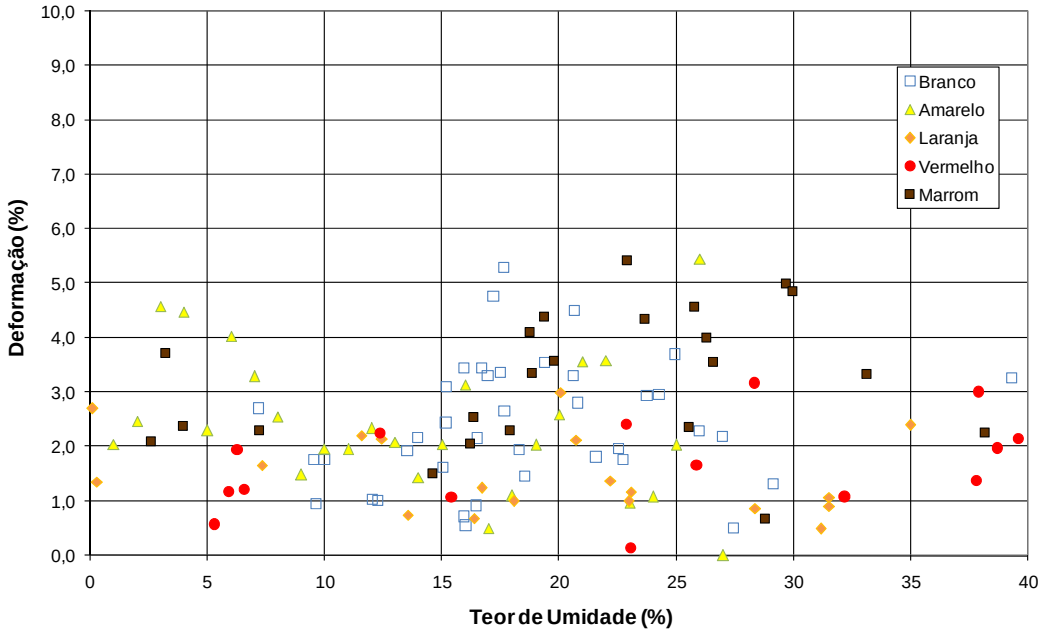


Figura 8.118 – Deformação na ruptura *versus* teor de umidade para os solos indeformados.

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0310927/CA

8.3.1.1. Aplicação da proposta de Vanapalli *et al*., 1996.

Conforme apresentado no Capítulo 2 desta tese, Vanapalli *et al*. (1996) propuseram um modelo de previsão para a resistência à compressão não confinada, em função dos parâmetros de resistência saturados, dos parâmetros de Atterberg e da curva característica dos solos (Equação 2.21). A equação proposta por esses autores está reproduzida abaixo.

$$C_u = \frac{\sigma_1}{2} = \frac{c'\cos\phi' + (u_a - u_w)\{(\Theta^k)(\tan\phi')\}\cos\phi'}{(1 - sen\phi')}$$

Onde:

C_u = resistência à compressão não confinada.

k = Parâmetro de ajuste usado para obter uma melhor adequação entre os valores medidos e os valores previstos;

$\Theta =$ Umidade normalizada, θ_w / θ_s ;

θ_w = Umidade volumétrica;

θ_s = Umidade volumétrica saturada.

O parâmetro k é influenciado pelo índice de plasticidade, estrutura dos solos e tipo de compactação.

A proposição de Vanapalli *et al*. (1996) foi aplicada aos solos estudados, compactados e indeformados, considerando os parâmetros de resistência saturados obtidos do cisalhamento direto para deslocamento de 12 mm e a curva característica dos solos ajustada pela equação de Fredlund e Xing (1994). Os resultados teóricos são comparados aos valores experimentais de compressão não confinada realizados em diferentes teores de umidade. Nos itens seguintes são apresentados os resultados obtidos.

8.3.1.1.1. Solos Compactados

A partir dos dados de resistência, do índice de plasticidade dos solos compactados e do parâmetro k obtido da Figura 2.17 foi calculada a curva teórica pelo método de Vanapalli *et al*. (1996) de acordo com a Equação 2.19. No entanto, com esses valores, o ajuste da curva teórica aos dados experimentais não foi satisfatório. Diante deste fato, optou-se por variar o valor do parâmetro k de modo que um novo valor proporcionasse um melhor ajuste aos resultados experimentais.

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0310927/CA

Os valores utilizados para a previsão são apresentados na Tabela 8.33 e as curvas teóricas obtidas juntamente com os resultados experimentais para cada solo estão traçados na Figura 8.119.

Tabela 8.33 – Parâmetros utilizados na previsão da resistência à compressão não confinada pelo método de Vanapalli *et al*. (1996) para os solos compactados. Variação de k para a obtenção do melhor ajuste.

Solo	***Coesão (kPa)***	***Ângulo de atrito (°)***	***IP***	***k sugerido***	***k adotado***
Marrom	24,1	28	18	2,1	4,1
Vermelho	34,6	25,5	15	1,9	4,2
Laranja	17,3	31,2	10	1,6	3,6
Amarelo	14,2	32,9	9	1,6	3,0
Branco	7,1	32,5	12	1,7	4,2

Conforme pode ser visualizado na Figura 8.119, os ajustes foram apenas satisfatórios para os solos Brancos e Marrons, e ruins para os demais. Como a envoltória dos solos apresenta-se curva, optou-se por variar os parâmetros de resistência, coesão e ângulo de atrito, de modo a obter melhores resultados.
A Tabela 8.34 resume os dados utilizados para o novo ajuste que é apresentado na Figura 8.120.

Tabela 8.34 – Parâmetros utilizados na previsão da resistência à compressão não confinada pelo método de Vanapalli *et al*. (1996) para os solos compactados. Variação de k, C e ϕ para a obtenção do melhor ajuste.

Solo	***Coesão adotada (kPa)***	***Ângulo de atrito adotado (°)***	***k adotado***
Marrom	24,1	28	4,1
Vermelho	3,9	27,3	2,9
Laranja	10,4	12,2	1,75
Amarelo	10,6	10,6	2,1
Branco	7,1	18,2	2,9

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0310927/CA

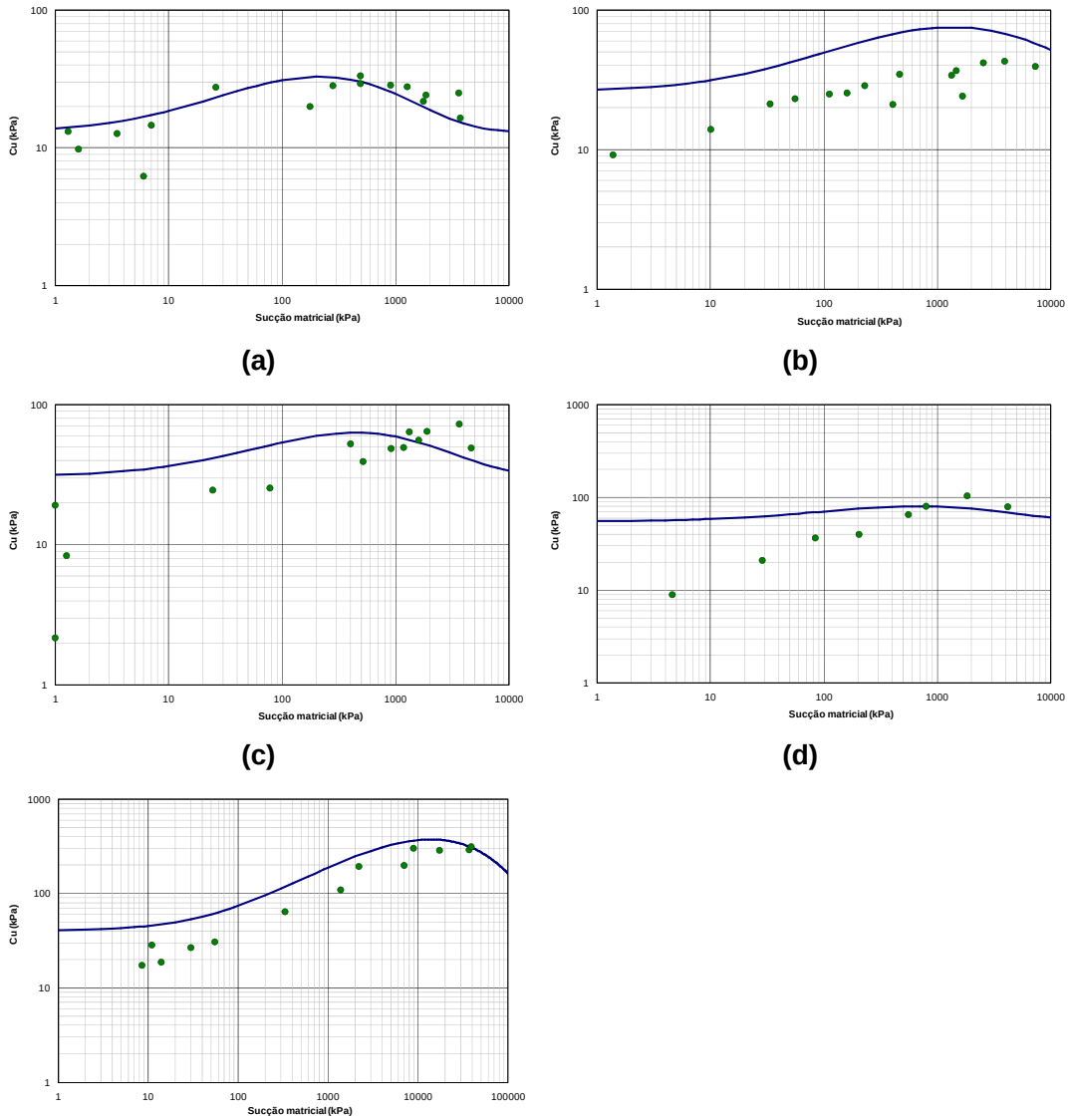


Figura 8.119 – Aplicação do modelo proposto por Vanapalli *et al*. (1996) aos ensaios realizados nos solos compactados. (a) Solo Branco. (b) Solo Amarelo. (c) Solo Laranja. (d) Solo Vermelho. (e) Solo Marrom.

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0310927/CA

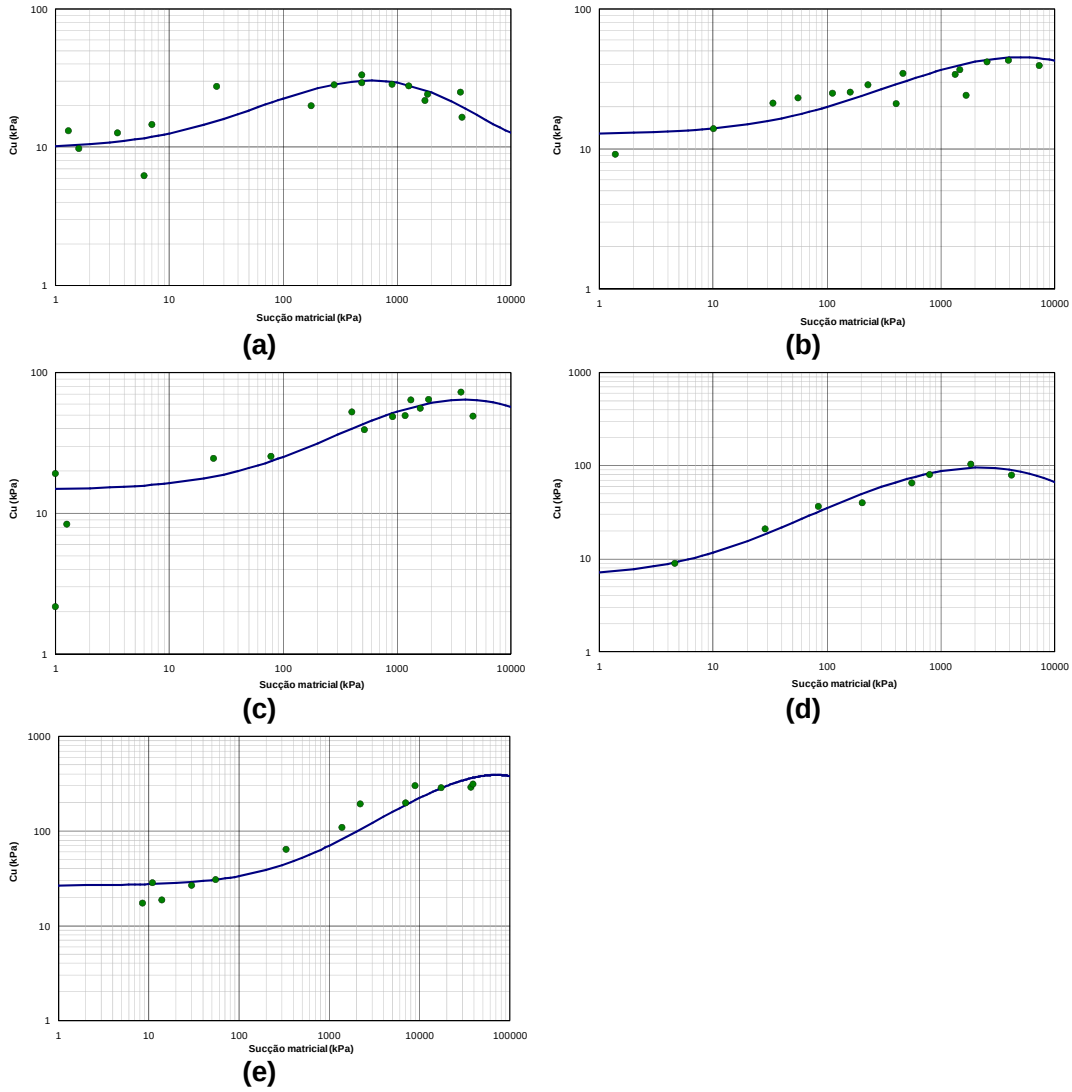


Figura 8.120 – Aplicação do modelo proposto por Vanapalli *et al*. (1996) aos ensaios realizados nos solos compactados. Melhor ajuste obtido com a variação de k, C e ϕ. (a) Solo Branco. (b) Solo Amarelo. (c) Solo Laranja. (d) Solo Vermelho. (e) Solo Marrom.

O modelo de Vanapalli *et al.* prevê valores de resistência não-drenada superiores ao valores de laboratório. De modo geral, foi necessário diminuir os parâmetros de resistência de Mohr-Coulomb para obter um bom ajuste dos resultados de laboratório com o método de Vanapalli *et al*. Apenas o solo Marrom não teve seus parâmetros alterados.

Oliveira e Marinho (2002) aplicaram o modelo proposto por Vanapalli *et al*. (1996) aos resultados de compressão simples utilizando os valores da sucção inicial dos corpos-de-prova determinadas com papel filtro. No entanto, Oliveira (2004) concluiu que a boa aplicabilidade do modelo só é verificada quando se utiliza os valores de sucção no momento da ruptura medidos através de tensiômetro. Durante o cisalhamento os corpos-de-prova de solo residual compactados apresentam,

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0310927/CA

inicialmente, uma queda no valor da sucção, com posterior aumento desse valor durante a deformação axial. Mas, na ruptura, o valor da sucção continua inferior ao valor inicial.

O solo ensaiado por Oliveira e Marinho (2002) era composto por 46% de silte, 34% de areia e 20% de argila. Os solos Vermelho, Laranja, Amarelo e Branco, que não apresentaram boa concordância com o método de Vanapalli *et al.* (1996), apresentam teor de argila inferior a 12%. O solo Marrom tem 35% de argila em sua composição. Como a resistência à compressão não-drenada depende grandemente do teor de argila do solo, e como alertado por outros pesquisadores o parâmetro k é dependente da plasticidade dos solos (Vanapalli e Fredlund, 2000; Fredlund *et al*. 2005), é sugerido que o método proposto por Vanapalli *et al.* seja aplicável somente a solos com uma quantidade de argila apreciável em sua composição.

8.3.1.1.2. Solos Indeformados

Na Tabela 8.35 estão resumidos os valores previstos de resistência à compressão não confinada pelo método proposto por Vanapalli *et al*. (1996) e os resultados obtidos em laboratório que estão reproduzidos na Figura 8.121. Para a previsão foram utilizados os valores de coesão e ângulo de atrito obtidos do ensaio de cisalhamento direto e o parâmetro k determinado através do índice de plasticidade conforme recomendado por Vanapalli e Fredlund (2000) através da Figura 2.17.

Observa-se que a equação proposta por Vanapalli *et al*. (1996) prevê a resistência à compressão não confinada bastante superior à resistência obtida em laboratório e não se obteve para nenhum solo concordância entre os valores.

Como já observado no item anterior, o modelo de Vanapalli *et al.* parece não aplicável a solos com baixo teor de argila. Ainda, no caso dos solos residuais que apresentam estrutura complexa e para os quais os limites de Atterberg podem não influenciar diretamente, este modelo não resulta em previsões de resistência não saturada aceitáveis.

Diante dessa grande variação e da não concordância dos resultados obtidos em laboratório com os valores previstos, não se recomenda a utilização da equação de Vanapalli *et al*. (2000) para a previsão da resistência à compressão não confinada não saturada para solos residuais.

Tabela 8.35 – Parâmetros utilizados na previsão da resistência à compressão não confinada pelo método de Vanapalli *et al*. (1996) para os solos indeformados.

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0310927/CA

Solo	Coesão (kPa)	Ângulo de atrito (°)	IP	k
Marrom	20,3	26,5	15	1,9
Vermelho	15,6	30,5	11	1,6
Laranja	16	35,8	3	1,3
Amarelo	19,9	33,2	4	1,3
Branco	37	34,9	5	1,4

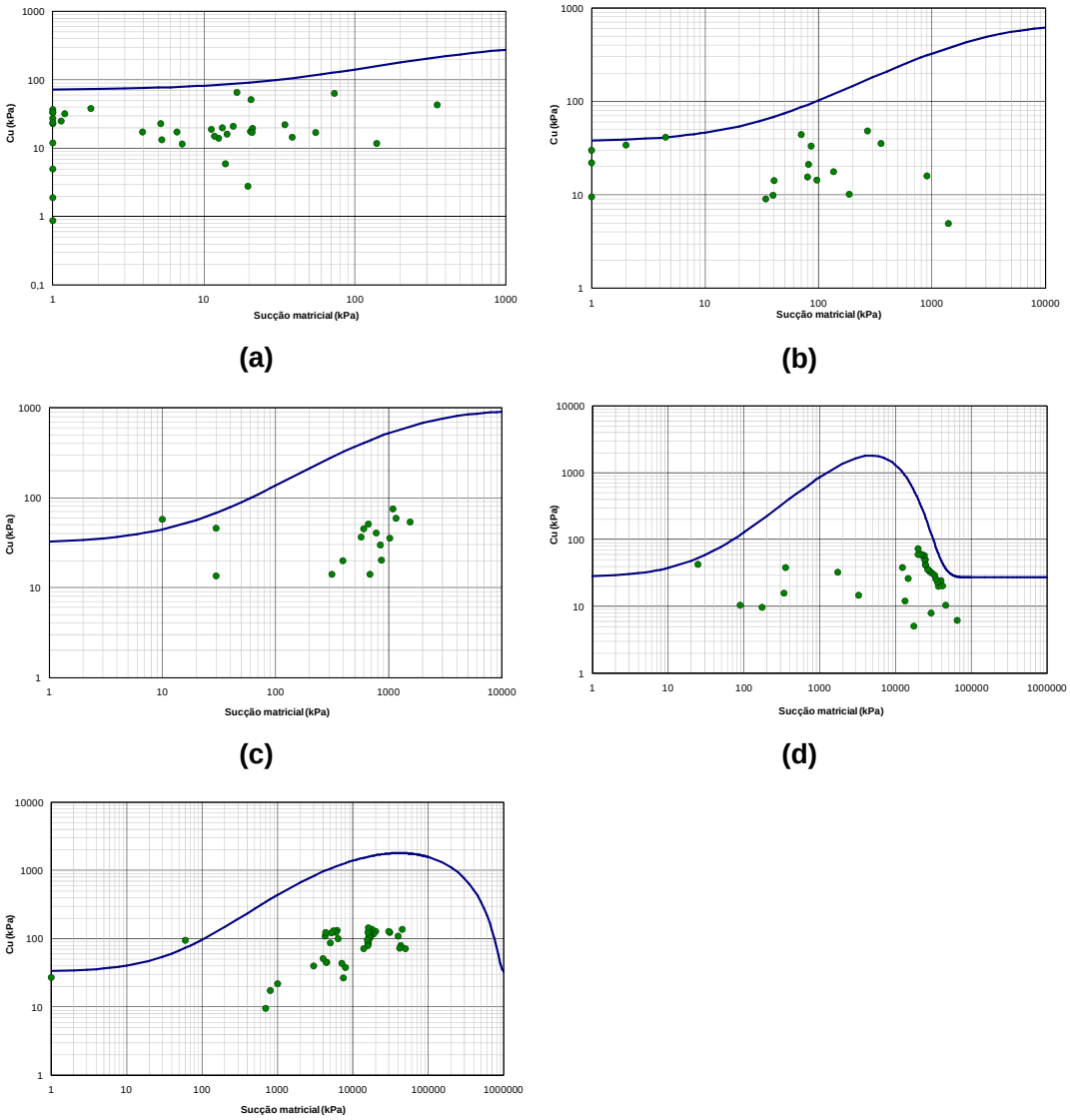


Figura 8.121 – Aplicação do modelo proposto por Vanapalli *et al.* (1996) aos ensaios realizados nos solos indeformados. (a) Solo Branco. (b) Solo Amarelo. (c) Solo Laranja. (d) Solo Vermelho. (e) Solo Marrom.

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0310927/CA

8.3.2. Resistência à Tração

A resistência à tração é função da coesão aparente, que engloba efeitos de cimentação e saturação. Portanto, espera-se que solos com maior teor de argila, que desenvolvem maior sucção apresentem maior resistência à tração. A estrutura do solo também influência a resistência, com isto, solos com estruturas dispersas ou floculadas, mais densos ou mais fofos, cimentada ou não, compactada ou indeformada, apresentarão diferentes magnitudes de resistência.

Na Figura 8.122 estão apresentados, em conjunto, os resultados de resistência à tração do solo Branco compactado e indeformado. O solo compactado tem índice de vazios inferior ao do solo natural, variando entre 0,5 e 0,7. Esse parâmetro para o solo indeformado é bem mais variável e alguns corpos-de-prova apresentam valores de até 1,05. Corpos-de-prova mais porosos tendem a ser mais frágeis e, deste modo podem apresentar menor resistência. Com o objetivo de investigar a influência desses corpos-de-prova na tendência geral da resistência à tração para o solo Branco, os elementos que apresentavam índice de vazios superior a 0,78 foram excluídos do gráfico de resistência *versus* grau de saturação. O resultado é apresentado na Figura 8.123. Com essa exclusão, aproxima-se o valor da porosidade dos solos compactados e indeformados, assim como os valores de resistência em função do grau de saturação.

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0310927/CA

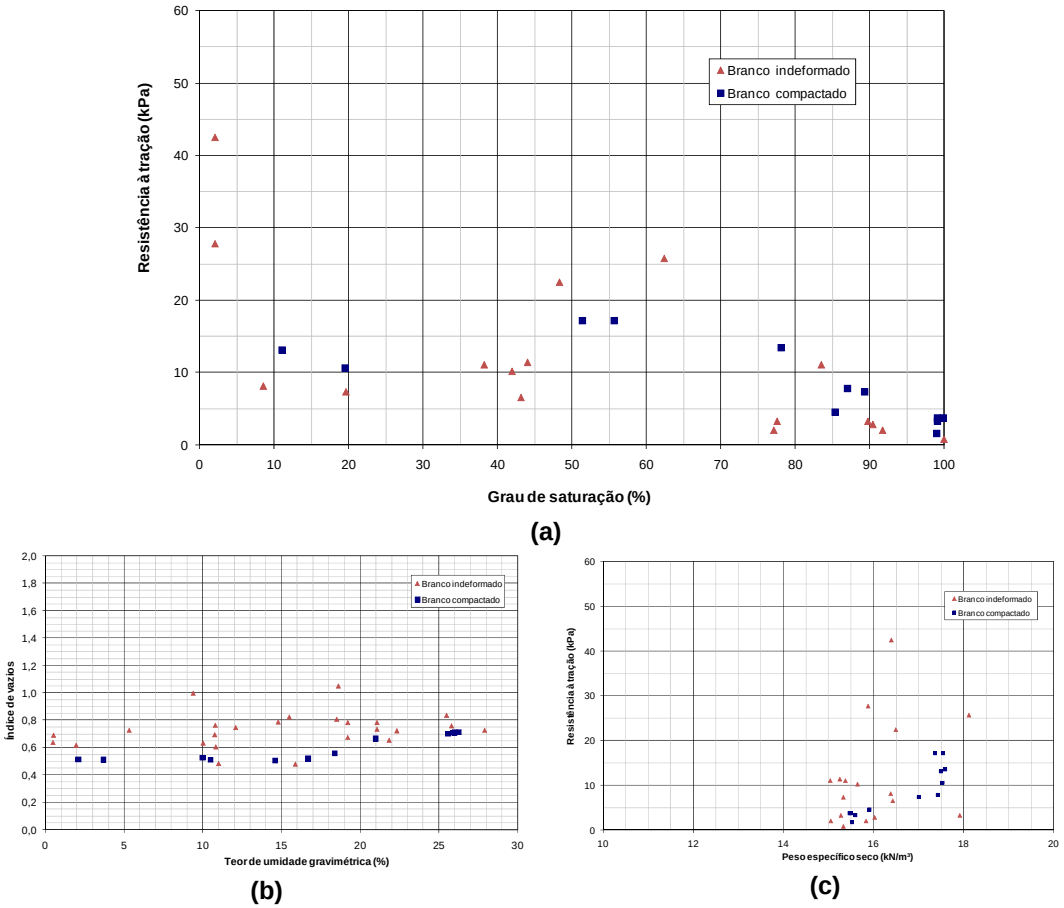


Figura 8.122 – Compressão diametral do solo Branco compactado e indeformado. (a) Grau de saturação *versus* resistência. (b) Teor de umidade gravimétrica *versus* índice de vazios. (c) Peso específico seco *versus* resistência.

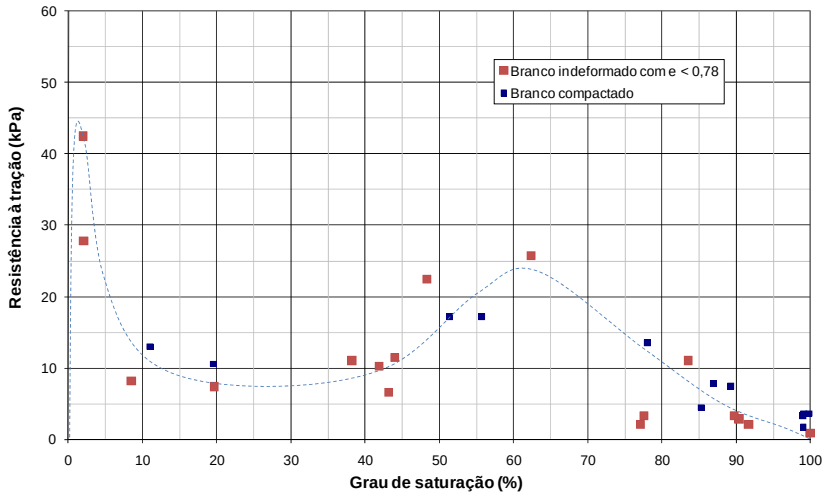


Figura 8.123 – Resistência à tração do solo Branco no estado compactado e indeformado com valores de e < 0,78.

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0310927/CA

A variação da resistência à tração do solo Amarelo compactado e indeformado em função do grau de saturação é apresentada na Figura 8.124. Assim como no solo Branco, o solo natural Amarelo apresenta valores de índice de vazios superiores ao do solo Amarelo compactado (Figura 8.124(b)), comportamento também já observado nos ensaios de compressão simples (Figura 8.113). Linhas de tendência foram traçadas para o solo compactado e o indeformado de acordo com o comportamento observado. Ambos os solos no estado saturado apresentam valores muito baixos de resistência à tração. Entre 40 e 50% de saturação são atingidos valores máximos para essa grandeza que volta a cair em torno de 20% e novamente apresenta uma recuperação para valores de saturação inferiores a 10%. A tendência de comportamento é similar, embora o solo indeformado apresente sempre valores de resistência inferiores à resistência do solo compactado.

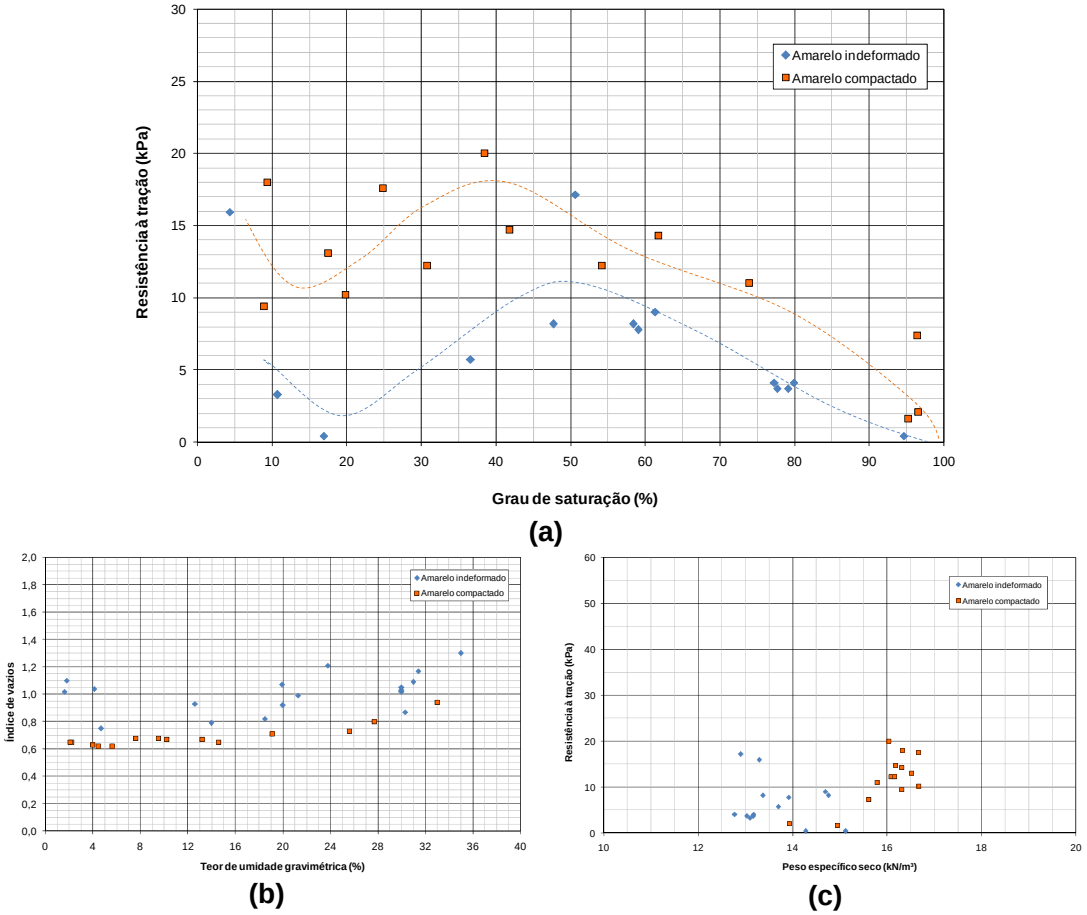
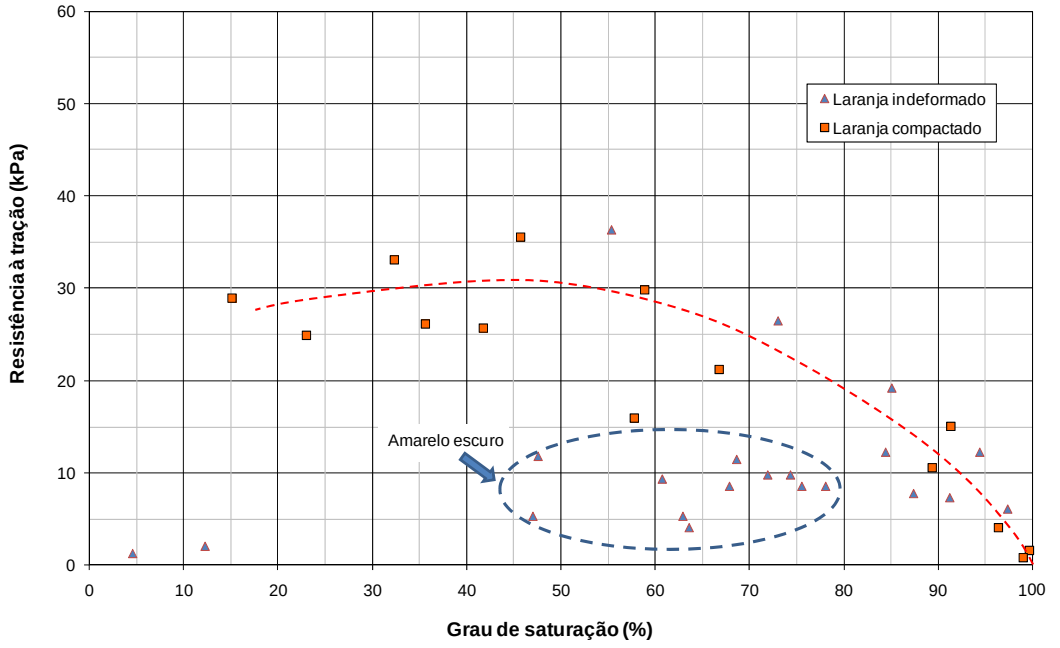


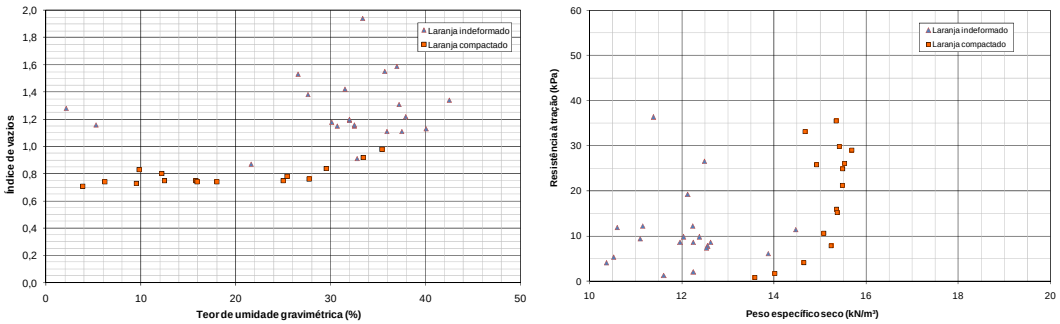
Figura 8.124 – Compressão diametral do solo Amarelo compactado e indeformado. (a) Grau de saturação *versus* resistência. (b) Teor de umidade gravimétrica *versus* índice de vazios. (c) Peso específico seco *versus* resistência.

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0310927/CA

A comparação da resistência à tração entre o estado compactado e natural para o solo Laranja é realizada através da Figura 8.125. As amostras de cor amarelo escuro que, conforme discutido no item 8.2.2.1, apresentam comportamento distinto das amostras de cor laranja, estão destacadas no gráfico. Excluindo esses corpos-de-prova da análise, tem-se um comportamento bastante similar entre as amostras Laranja compactadas e indeformadas. Observa-se um crescimento gradual da resistência com o decréscimo do grau de saturação. Próximo ao grau de saturação 10% não se tem resultados de corpos-de-prova compactados, mas dois ensaios no solo indeformado sugerem que a resistência à tração decresce para teores de umidade baixos.



(a)



(b) **(c)**

Figura 8.125 – Compressão diametral do solo Laranja compactado e indeformado. (a) Grau de saturação *versus* resistência. (b) Teor de umidade gravimétrica *versus* índice de vazios. (c) Peso específico seco *versus* resistência.

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0310927/CA

Não se dispõe de muitos pontos do solo Vermelho indeformado para comparação com o solo compactado. A partir dos resultados apresentados na Figura 8.126 observa-se que a resistência do solo compactado é cerca de 4 vezes superior ao do solo indeformado e o índice de vazios do solo natural chega a ser 2 vezes superior ao do solo compactado.

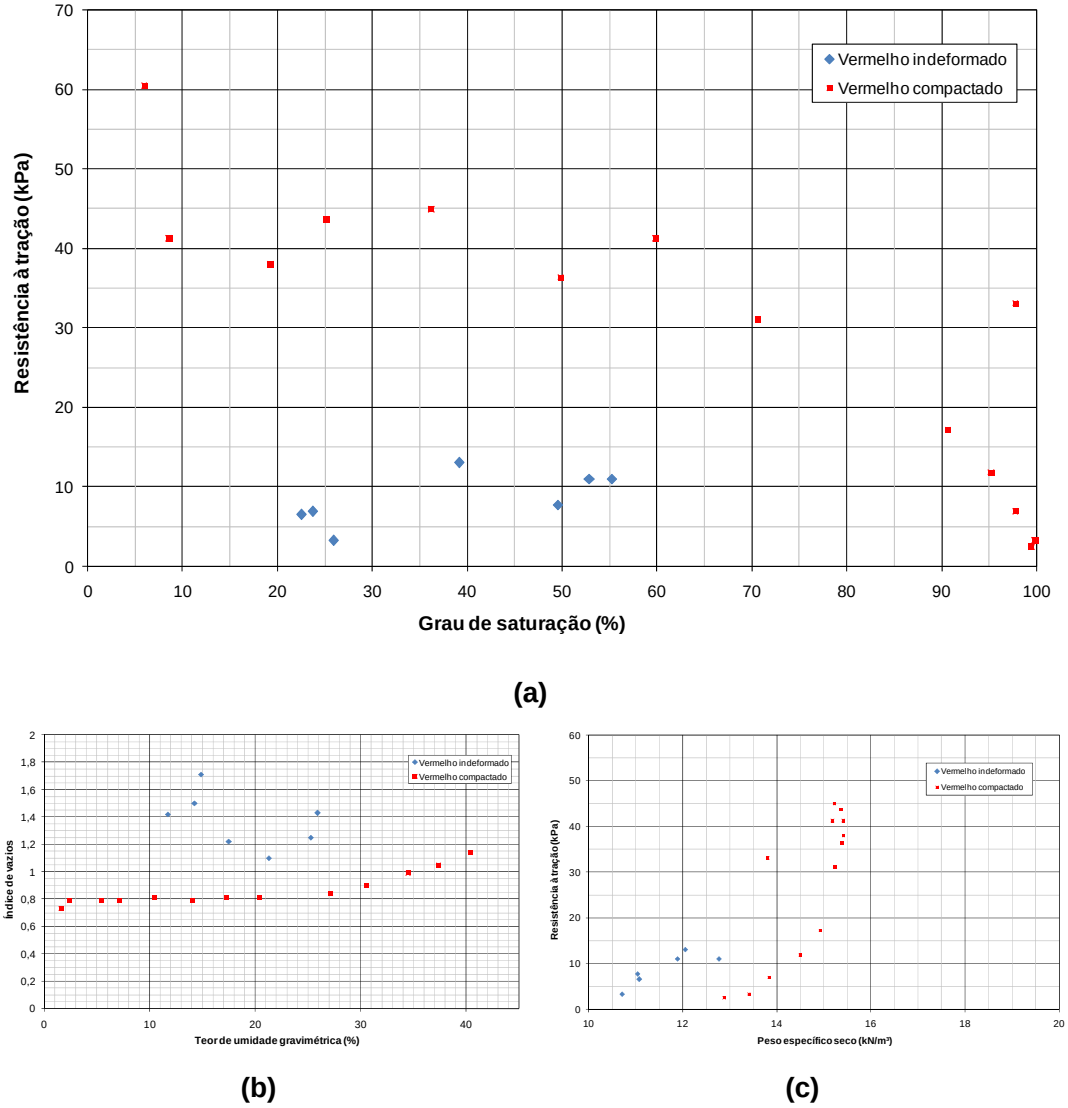


Figura 8.126 – Compressão diametral do solo Vermelho compactado e indeformado. (a) Grau de saturação *versus* resistência. (b) Teor de umidade gravimétrica *versus* índice de vazios. (c) Peso específico seco *versus* resistência.

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0310927/CA

Na Figura 8.127 são comparados os valores de resistência do solo Marrom indeformado e compactado. Esse solo no estado natural, dentre os solos estudados, é o que apresenta a maior variação de porosidade e o maior teor de argila. No estado compactado a resistência à tração é superior ao do solo indeformado. Os valores de resistência em função do grau de saturação obtidos do ensaio de compressão diametral não revelam uma tendência nítida de comportamento como o encontrado, por exemplo, para o solo Vermelho. O aumento de resistência do estado compactado em relação ao estado natural do solo pode ser resultante de sua menor porosidade e estrutura. Estruturas dispersas, como é o caso de argilas compactadas no teor ótimo de umidade, apresentam preponderantemente poros pequenos, e exibem resistência maior com o aumento da sucção (Zeh e Witt, 2007).

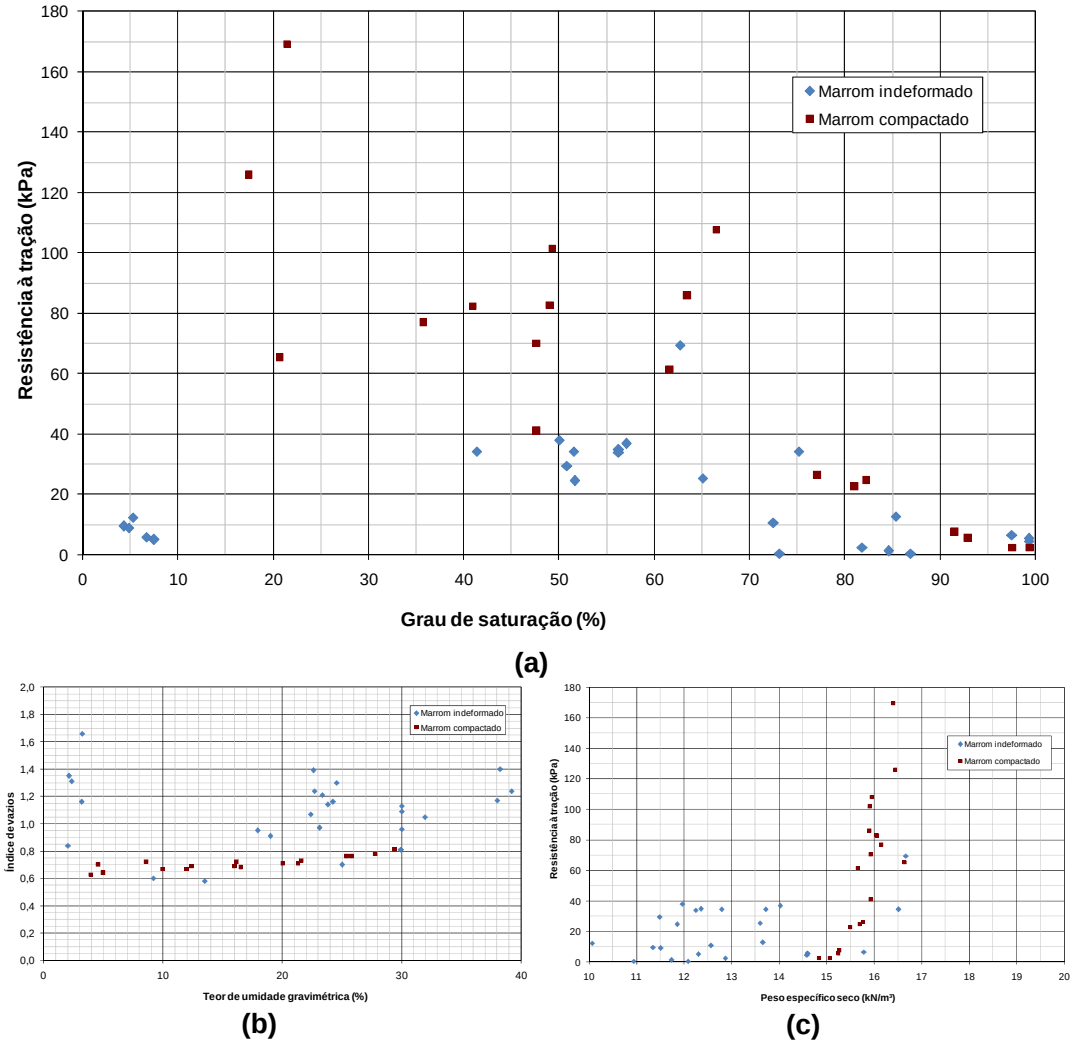


Figura 8.127 – Compressão diametral do solo Marrom compactado e indeformado. (a) Grau de saturação *versus* resistência. (b) Teor de umidade gravimétrica *versus* índice de vazios. (c) Peso específico seco *versus* resistência.

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0310927/CA

8.3.2.1. Modelos Teóricos para a Determinação da Resistência à Tração

Modelos para a previsão da resistência à tração de sistemas de partículas em estado não saturado foram apresentados e descritos no Capítulo 2. Nesse item, os resultados teóricos são comparados aos resultados de resistência à tração obtidos nos ensaios de laboratório.

A teoria de Rumpf (1961 *apud* Goulding, 2006), aplicável para o regime de saturação residual, foi derivada para partículas esféricas de mesmo tamanho e requer o conhecimento ou estimativa da porosidade (n), do tamanho representativo das partículas (d), da tensão superficial (T_s), do ângulo de contato da superfície sólido-líquido (β) e da distância entre partículas normalizada (*a/d*). A resistência à tração pode ser estimada em função do teor de umidade gravimétrica ou grau de saturação, utilizando o ângulo de preenchimento (θ) através da Equação 2.26.

A proposta de Schubert (1982 *apud* Heibrock *et al*., 2004) foi desenvolvida com base na teoria capilar de sistemas sólidos porosos. Para sua resolução é necessário o conhecimento do ângulo β em relação à força de contato adimensional $F/T_s.x$, onde T_s é a tensão superficial e x é o diâmetro da partícula.

A teoria de Molenkamp e Nazemi (2003) considera um sistema de duas esferas de igual raio, separadas por uma distância determinada pela aspereza da superfície das esferas e circundadas por uma pressão de vapor de água. A força entre esferas está relacionada com o ângulo de contato da superfície sólido-líquido (β), a sucção do solo (ψ), o tamanho (x) e rugosidade das esferas(s), sendo os três últimos em termos adimensionais.

Os modelos teóricos de previsão são aplicáveis para o estado de saturação residual. Os regimes de saturação (residual, transição e capilar) são conhecidos através da curva característica dos solos e são delimitados pelo teor de umidade residual e teor de umidade de entrada de ar no solo. Esses limites foram determinados no Capítulo 6 e estão reproduzidos na Tabela 8.36.

Tabela 8.36 – Valores característicos das curvas de retenção dos solos indeformados.

Solo	***Teor de Umidade Residual (%)***	***Grau de Saturação Residual (%)***	***Teor de Umidade na Entrada de Ar (%)***	***Grau de Saturação na Entrada de Ar (%)***
Branco	1	5	26	83
Amarelo	4	16	30	80
Laranja	2,5	5	33	97
Vermelho	0,5	1	40,5 / 27,5	65 / 51
Marrom	5	15,36	36 / 31 / 25	97 / 84 / 77

A força entre partículas de tamanho de argila, silte, areia e pedregulho foi determinada pelos três métodos teóricos citados. A resistência à tração no regime residual para cada solo foi calculada considerando a soma ponderada dessas forças entre partículas.

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0310927/CA

As constantes dos solos utilizadas para os modelos de Rumpf, Schubert e Molenkamp e Nazemi para a previsão da resistência à tração são apresentadas na Tabela 8.37. A porosidade foi obtida diretamente através de relações entre os índices físicos (ver item 5.3) e os tamanhos representativos das partículas foram determinados pelos valores médios de todas as amostras ensaiadas (ver item 5.2.1).

Tabela 8.37 – Constantes dos solos estudados indeformados utilizadas para o modelo de Rumpf (1961 *apud* Golding, 2006), Schubert (1982 *apud* Heibrock *et al*, 2004) e Molenkamp e Nazemi (2003).

Solo	***γ_g (g/cm³)***	***n***	***% de partículas de 0,002 mm***	***% de partículas de 0,06 mm***	***% de partículas de 2 mm***	***% de partículas de 4,8 mm***
Branco	2,685	0,34	5	34	58	2
Amarelo	2,711	0,46	6	42	52	1
Laranja	2,787	0,55	7	43	49	1
Vermelho	2,725	0,56	8	56	35	0
Marrom	2,704	0,46	21	45	34	0

Ainda são constantes necessárias para a aplicação dos métodos: a tensão superficial entre ar e água, o ângulo de contato e a distância entre partículas. A tensão superficial na temperatura de 20^0C é igual a 0,0727 N/m. O ângulo de contato foi considerado igual a 0^o conforme orientação de Heibrock *et al* (2004), e a distância entre partículas normalizada pelo diâmetro foi considerada igual a 0,001.

O grau de saturação residual para os solos estudados varia entre 1% e 16%. Para padronizar as análises, a resistência à tração teórica e experimental foi comparada em graus de saturação de até 20%. Apenas para o solo Vermelho, devido à ausência de dados experimentais nesta faixa de saturação foi considerado o grau de saturação de 30%.

As tabelas 8.38, 8.39 e 8.40 apresentam a resistência à tração para cada tamanho de partículas determinada pelas propostas de Rumpf, Schubert e Molenkamp e Nazemi para o grau de saturação de 10%.

Tabela 8.38 – Resistência à tração calculada pelo método de Rumpf para o grau de saturação igual a 10%.

Solo	***Resistência à tração devido às partículas de 0,002 mm***	***Resistência à tração devido às partículas de 0,06 mm***	***Resistência à tração devido às partículas de 2 mm***	***Resistência à tração devido às partículas de 4,8 mm***	***Resistência à tração total***
Branco	8,7858	1,9914	0,1019	0,0015	10,8806
Amarelo	6,3200	1,4747	0,0548	0,0004	7,8498
Laranja	4,9733	1,0183	0,0348	0,0003	6,0267
Vermelho	0,5155	0,1809	0,0380	0,0099	0,7443
Marrom	21,8593	1,6144	0,0366	0,0000	23,5102

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0310927/CA

Tabela 8.39 – Resistência à tração calculada pelo método de Schubert para o grau de saturação igual a 10%.

Solo	*Resistência à tração devido às partículas de 0,002 mm*	*Resistência à tração devido às partículas de 0,06 mm*	*Resistência à tração devido às partículas de 2 mm*	*Resistência à tração devido às partículas de 4,8 mm*	*Resistência à tração total*
Branco	16,2292	3,7158	0,1902	0,0027	20,1379
Amarelo	11,7820	2,7491	0,1030	0,0008	14,6350
Laranja	9,5766	1,9609	0,0670	0,0006	11,6051
Vermelho	10,4506	2,4385	0,0461	0,0000	12,9352
Marrom	41,2209	2,9444	0,0714	0,0000	44,2366

Tabela 8.40 – Resistência à tração calculada pelo método de Molenkamp e Nazemi para o grau de saturação igual a 10%.

Solo	*Resistência à tração devido às partículas de 0,002 mm*	*Resistência à tração devido às partículas de 0,06 mm*	*Resistência à tração devido às partículas de 2 mm*	*Resistência à tração devido às partículas de 4,8 mm*	*Resistência à tração total*
Branco	0,8051	4,0249	8,4440	10,5701	23,8441
Amarelo	0,7727	7,1721	9,1887	0,0032	17,1366
Laranja	0,6820	3,3241	3,3430	0,0014	7,3505
Vermelho	11,0277	12,3799	6,2255	0,0000	29,6331
Marrom	14,5910	31,7826	13,9266	0,0000	60,3002

As Figuras 8.128 a 8.132 apresentam as comparações entre os valores obtidos em ensaio com as amostras indeformadas e os valores previstos pelos modelos de Rumpf (1961), Schubert (1982) e Molenkamp e Nazemi (2003) para a resistência à tração.

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0310927/CA

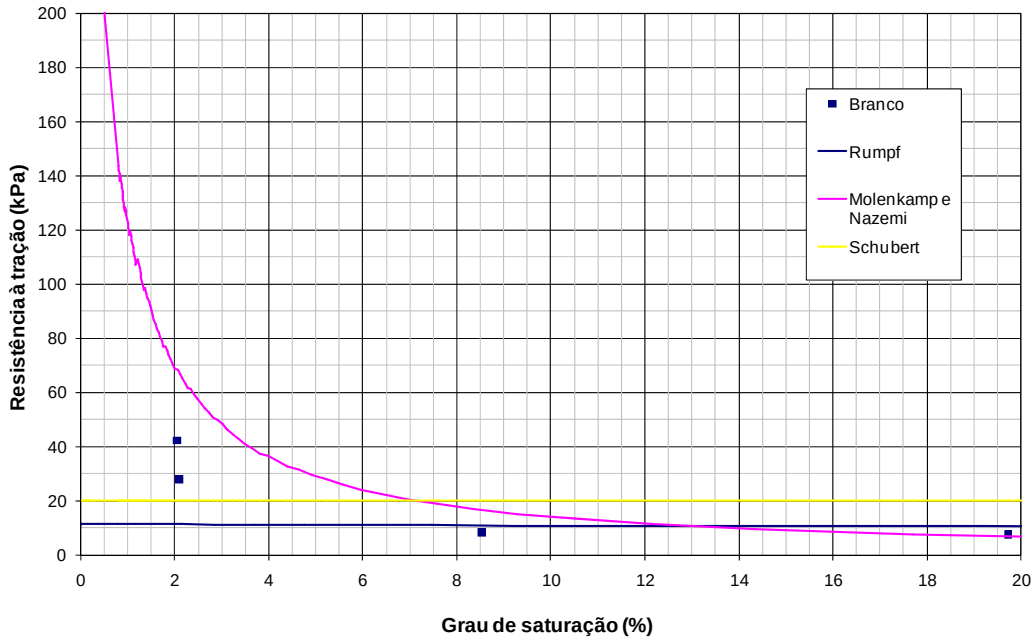


Figura 8.128 – Valores medidos e previstos para a resistência à tração do solo Branco indeformado.

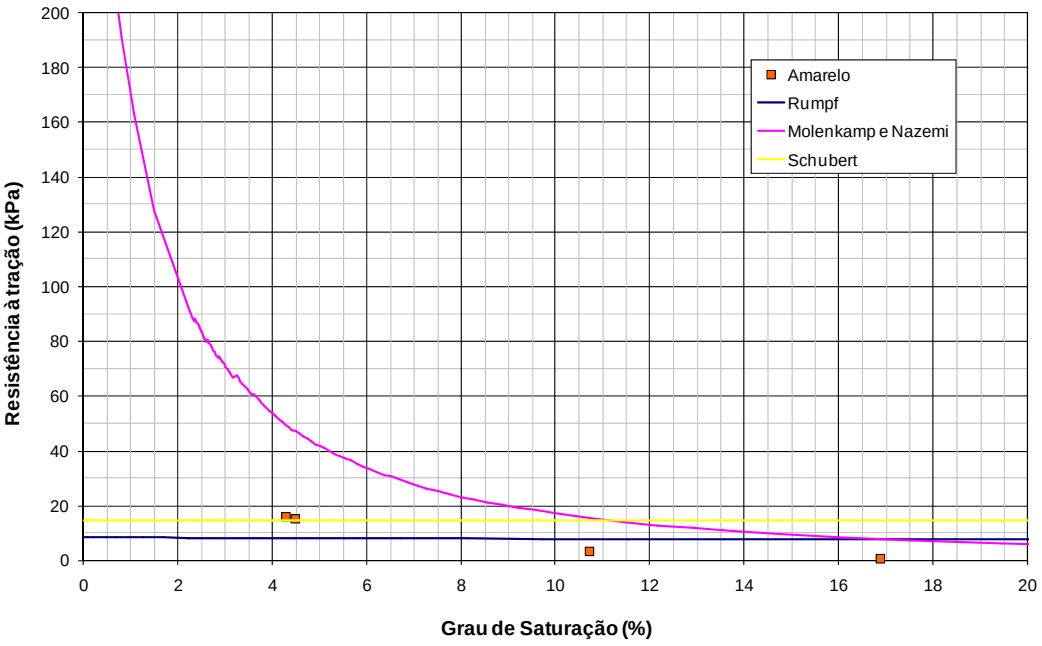


Figura 8.129 – Valores medidos e previstos para a resistência à tração do solo Amarelo indeformado.

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0310927/CA

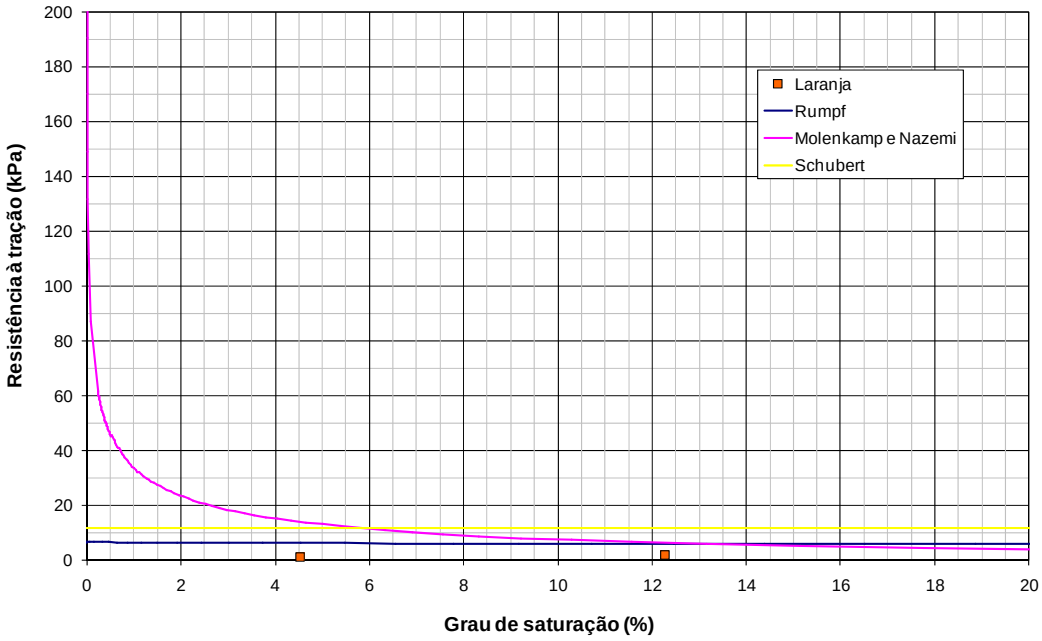


Figura 8.130 – Valores medidos e previstos para a resistência à tração do solo Laranja indeformado.

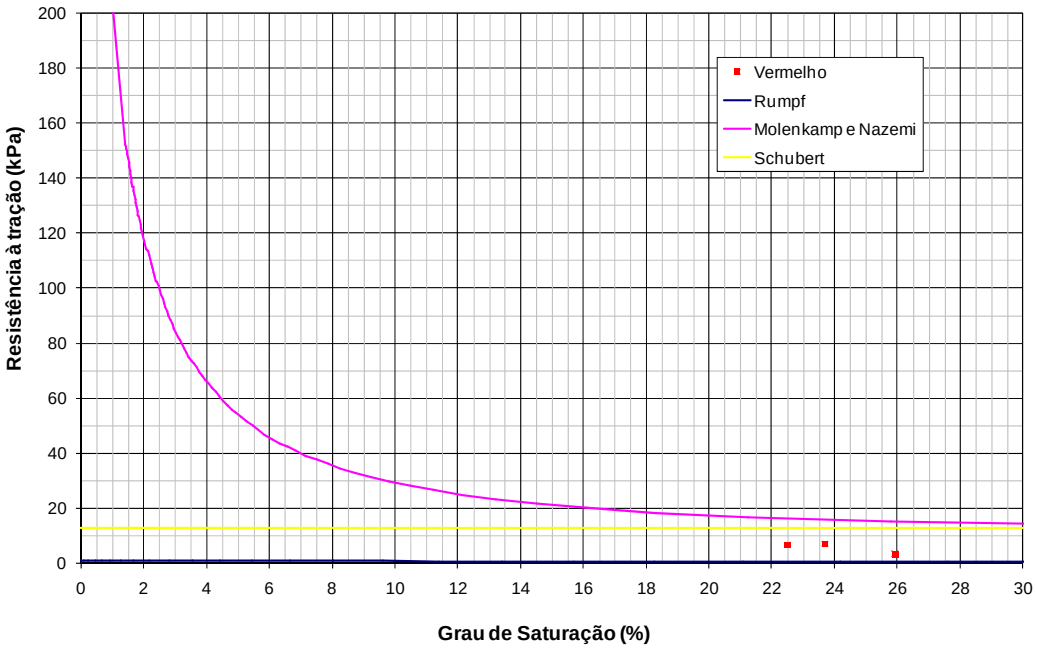


Figura 8.131 – Valores medidos e previstos para a resistência à tração do solo Vermelho indeformado.

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0310927/CA

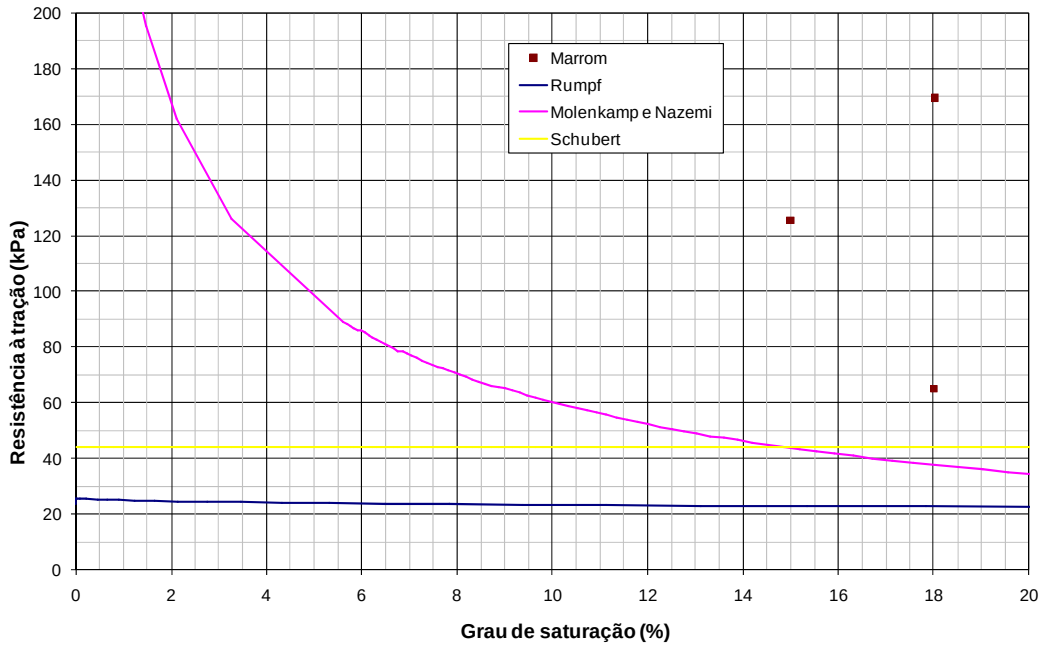


Figura 8.132 – Valores medidos e previstos para a resistência à tração do solo Marrom indeformado.

A previsão pelos métodos de Rumpf e Schubert resulta em valores inferiores aos valores previstos pela proposta de Molenkamp e Nazemi para graus de saturação baixos. Normalmente para graus de saturação superiores as previsões das três propostas tendem a se aproximar.

Ainda, a proposta de Molenkamp e Nazemi prevê altos valores de resistência à tração para valores de saturação próximos de zero e a diminuição dessa resistência com o aumento do grau de saturação. Os modelos de Rumpf e Schubert apresentam um pequeno crescimento inicial da resistência a partir do grau de saturação zero para um valor praticamente constante para graus de saturação superiores. No entanto, para as características dos solos estudados esses métodos apresentam valores praticamente constantes para toda faixa de saturação.

Nos modelos de previsão, existe uma clara relação entre o tamanho das partículas e a resistência à tração. Partículas menores resultam em resistência maior. Também amostras com menor porosidade resultam em maior resistência. Em relação à sucção, amostras com maior sucção para um dado grau de saturação apresentam maior resistência.

Para a faixa de saturação onde se dispõe de resultados experimentais os métodos teóricos prevêem razoavelmente bem a ordem de grandeza da resistência à tração, com exceção para o solo Marrom. Para essa amostra a resistência prevista situou-se bastante abaixo da resistência obtida em laboratório. No entanto, para a faixa de grau de saturação onde a previsão de Molenkamp e Nazemi é superior aos métodos de Rumpf e Schubert não há resultados de ensaios de tração para confirmar as previsões.

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0310927/CA

Independente das considerações sobre a geometria do menisco e das condições de contorno das forças que atuam sobre as partículas de solo, os métodos teóricos de previsão da resistência à tração foram desenvolvidos para determinação da força entre duas partículas esféricas. Ou seja, esses métodos são mais próximos da geometria de duas partículas arenosas do que de partículas argilosas, que tem formato alongado e grande superfície específica. Então não é difícil de explicar porque os resultados de previsão para o solo Marrom não forneceram bons resultados. A resistência do solo Marrom – que contém 23% de argila – é função também da cimentação, além da sucção matricial e da tensão superficial. Outras fontes de incerteza dos modelos teóricos são: a distância entre as partículas (*a*), o ângulo de contato (θ) e o tamanho das partículas (diâmetro *d*). Conforme já apresentado na Figura 2.25, o decréscimo de uma ordem de magnitude no tamanho da partícula resulta em um acréscimo de uma ordem de magnitude na previsão da resistência a tração pelo método de Rumpf, por exemplo. A influência do ângulo de contato θ também pode ser considerada uma fonte de erro na determinação da resistência apesar de sua interferência ser praticamente desprezível como pode ser verificado na Figura 8.133.

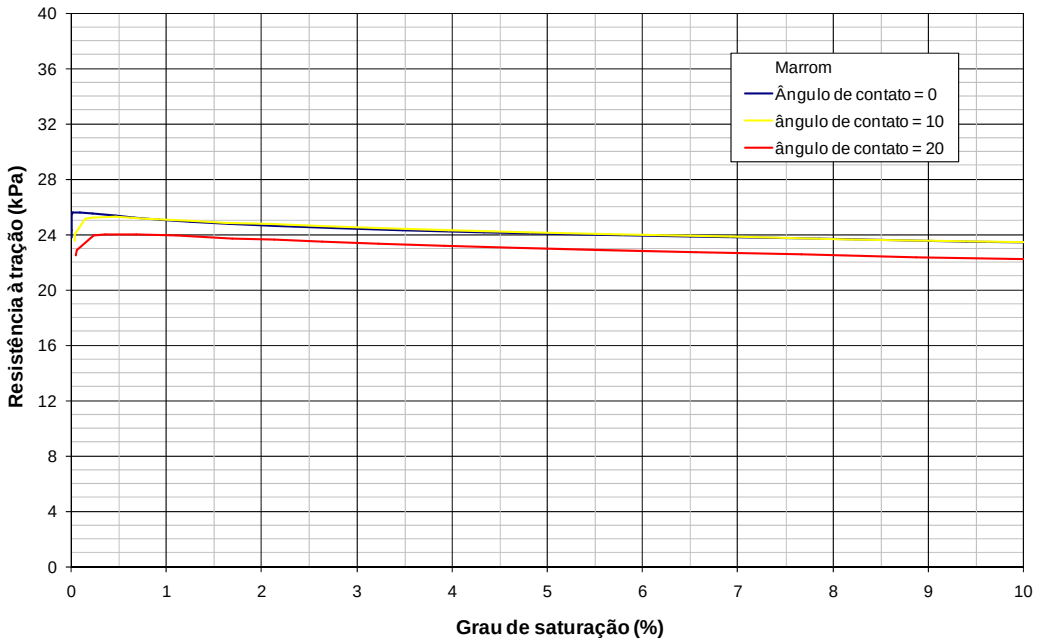


Figura 8.133 – Influência do ângulo de contato na previsão da resistência à tração do solo Marrom para o método de Rumpf.

Da mesma forma, foram feitas as previsões de resistência à tração pelos modelos de Rumpf, Schubert e Molenkamp e Nazemi para os ensaios realizados com as amostras compactadas. As características dos solos, como massa específica real dos solos, porosidade e porcentagem de argila, silte, areia e pedregulho foram determinadas diretamente dos ensaios de laboratório das amostras compactadas (ver Capítulo 5). As porcentagens dos diâmetros característicos dos solos foram

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0310927/CA

determinadas pelo ensaio de granulometria sem defloculante. Embora ocorram variações no índice de vazios com o grau de saturação, o valor da porosidade foi considerado constante e igual ao valor deste parâmetro no teor de umidade ótima dos solos.

As constantes dos solos para a previsão da resistência à tração no regime residual são apresentadas na Tabela 8.41 para os modelos de Rumpf, Schubert e Molenkamp e Nazemi e os parâmetros que separam os estados de saturação (teor de umidade residual e entrada de ar) são reproduzidos na Tabela 8.42 (ver Capítulo 6).

Tabela 8.41 – Constantes dos solos estudados compactados utilizadas para o modelo de Rumpf (1961 *apud* Golding, 2006), Schubert (1982 *apud* Heibrock *et al*, 2004) e Molenkamp e Nazemi (2003).

Solo	***γ_g (g/cm³)***	***n***	***% de partículas de 0,002 mm***	***% de partículas de 0,06 mm***	***% de partículas de 2 mm***	***% de partículas de 4,8 mm***
Branco	2,699	0,34	0,5	50,2	46,6	2,6
Amarelo	2,749	0,38	2,9	47,5	44,3	3,9
Laranja	2,741	0,43	5,5	53,8	39,7	0,9
Vermelho	2,807	0,45	0,5	66,3	32,0	1,1
Marrom	2,735	0,43	2,2	50,9	46,1	0,6

Tabela 8.42 – Valores característicos das curvas de retenção dos solos compactados.

Solo	***Teor de Umidade Residual (%)***	***Grau de Saturação Residual (%)***	***Teor de Umidade na Entrada de Ar (%)***	***Grau de Saturação na Entrada de Ar (%)***
Branco	0,5	3	24	95
Amarelo	3	12	29	97
Laranja	0,5	2	28	95
Vermelho	4	15	35	97
Marrom	1	5	28	98

Na Tabela 8.43 são apresentados os valores de resistência à tração dos solos compactados para as faixas granulométricas de argila, silte, areia e pedregulho de acordo com o método de Rumpf para o grau de saturação de 10%. Os valores apresentados estão ponderados para as porcentagens das faixas granulométricas de cada solo. Cada faixa granulométrica contribui com uma parcela de resistência para a resistência à tração total do solo. A soma de todas as parcelas é igual à resistência à tração para um dado grau de saturação, que nesse caso é 10%.

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0310927/CA

Tabela 8.43 – Resistência à tração calculada pelo método de Rumpf para o grau de saturação igual a 10% para os solos compactados.

Solo	*Resistência à tração devido às partículas de 0,002 mm*	*Resistência à tração devido às partículas de 0,06 mm*	*Resistência à tração devido às partículas de 2 mm*	*Resistência à tração devido às partículas de 4,8 mm*	*Resistência à tração total*
Branco	0,7631	2,5537	0,0711	0,0017	3,3895
Amarelo	0,5205	2,3008	0,0333	0,0005	2,8552
Laranja	5,9193	1,9121	0,0433	0,0004	7,8751
Vermelho	0,5155	2,2786	0,0330	0,0005	2,8276
Marrom	1,4671	2,0233	0,0446	0,0003	3,5353

Assim como apresentado para o método de Rumpf, a contribuição de cada faixa granulométrica na resistência à tração para o grau de saturação de 10% é mostrada na Tabela 8.44 e na Tabela 8.45 para os métodos de Schubert e Molenkamp e Nazemi.

Tabela 8.44 – Resistência à tração calculada pelo método de Schubert para o grau de saturação igual a 10% para os solos compactados.

Solo	*Resistência à tração devido às partículas de 0,002 mm*	*Resistência à tração devido às partículas de 0,06 mm*	*Resistência à tração devido às partículas de 2 mm*	*Resistência à tração devido às partículas de 4,8 mm*	*Resistência à tração total*
Branco	1,4192	4,7101	0,1312	0,0031	6,2635
Amarelo	4,8447	2,6451	0,0747	0,0028	7,5673
Laranja	11,1744	3,6097	0,0831	0,0008	14,8680
Vermelho	0,9722	4,2969	0,0633	0,0009	5,3333
Marrom	2,7516	3,9792	0,0892	0,0012	6,8211

Tabela 8.45 – Resistência à tração calculada pelo método de Molenkamp e Nazemi para o grau de saturação igual a 10% para os solos compactados.

Solo	*Resistência à tração devido às partículas de 0,002 mm*	*Resistência à tração devido às partículas de 0,06 mm*	*Resistência à tração devido às partículas de 2 mm*	*Resistência à tração devido às partículas de 4,8 mm*	*Resistência à tração total*
Branco	0,0070	6,6385	3,9091	0,0120	10,5666
Amarelo	0,1553	7,3292	5,2704	0,0390	12,7939
Laranja	0,6950	14,1337	6,7174	0,0031	21,5493
Vermelho	1,1239	31,5659	12,7292	0,0044	45,4233
Marrom	0,0409	17,3355	7,8568	0,0071	25,2403

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0310927/CA

A mesma metodologia de cálculo da resistência foi aplicada para o grau de saturação variando de 0% a 20%, obtendo-se a curva de variação da resistência à tração em função do grau de saturação. Nas figuras 8.134 a 8.138 são apresentadas as curvas de variação da resistência à tração para os três métodos de previsão. Nessas figuras também podem ser visualizados os resultados de laboratório obtidos dos ensaios de compressão diametral. Poucos resultados experimentais são disponíveis para baixos graus de saturação. Isso se deve à dificuldade em se obter corpos-de-prova íntegros em baixos teores de umidade.

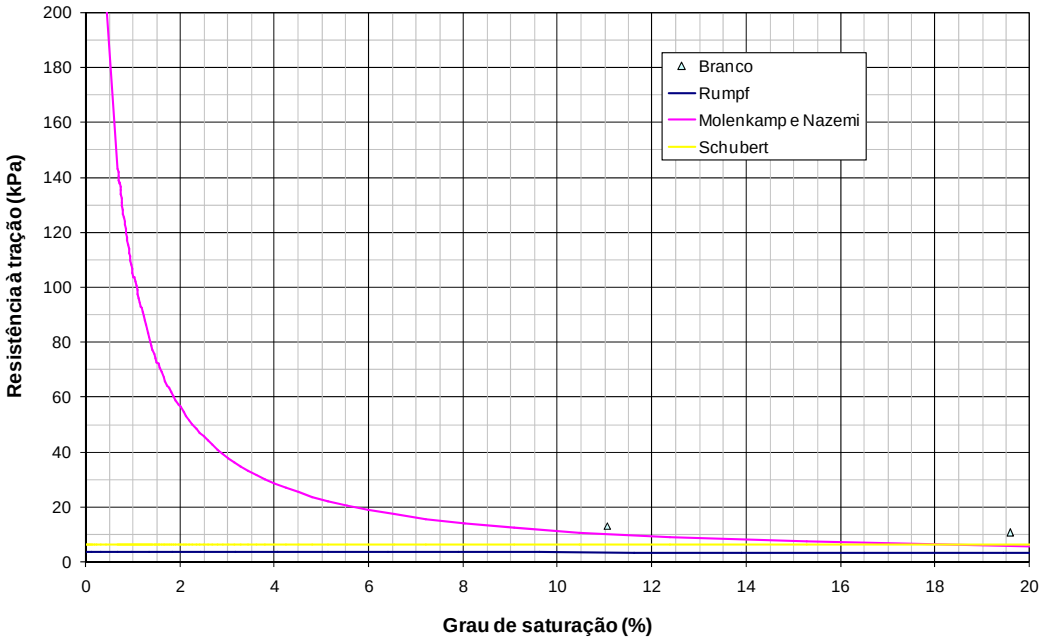


Figura 8.134 – Valores medidos e previstos para a resistência à tração do solo Branco compactado.

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0310927/CA

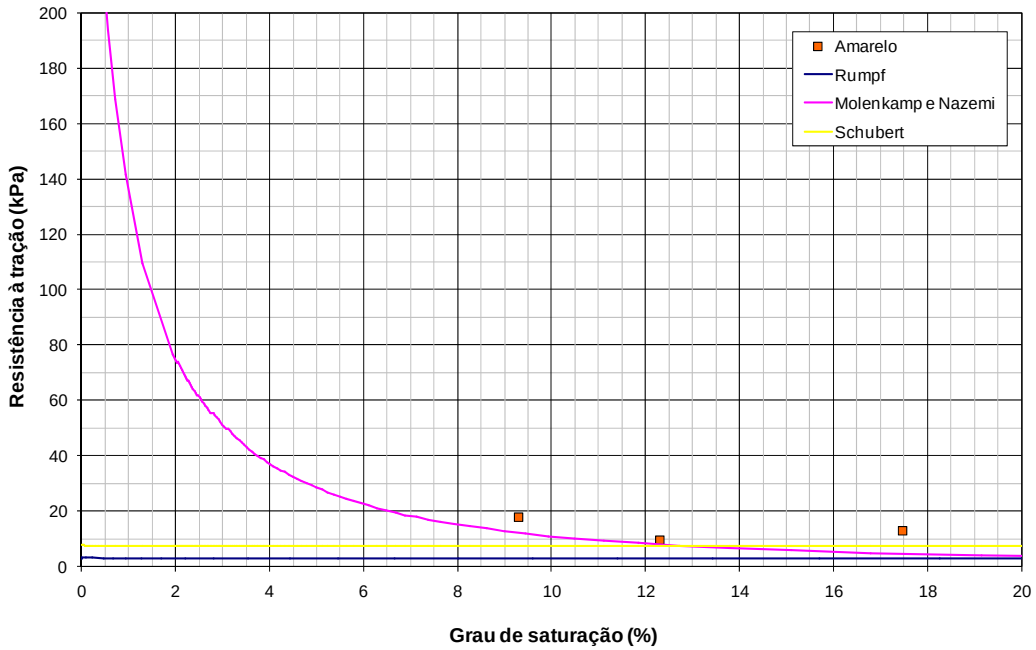


Figura 8.135 – Valores medidos e previstos para a resistência à tração do solo Amarelo compactado.

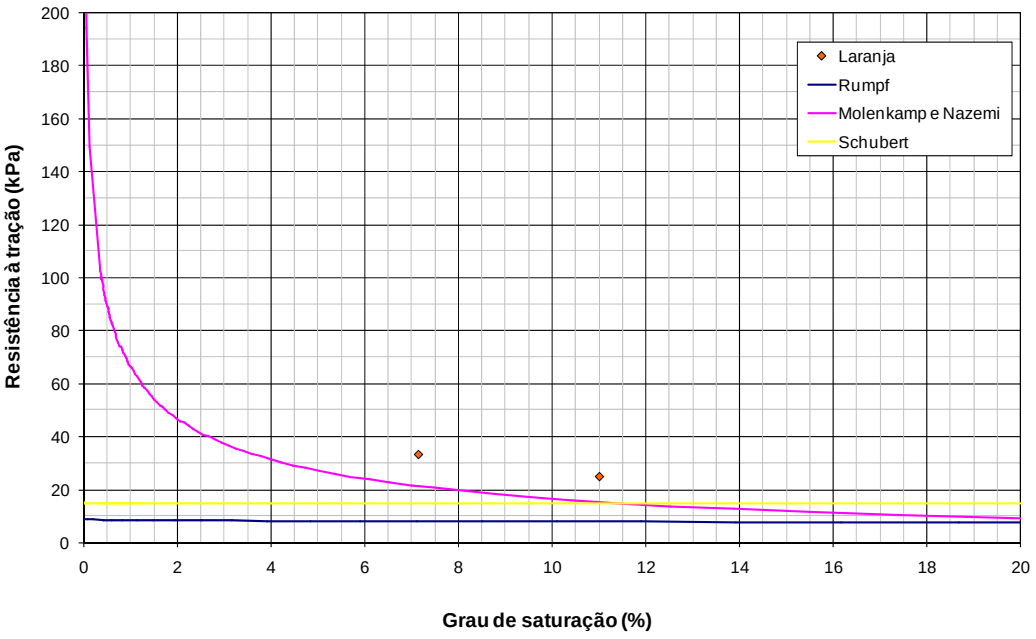


Figura 8.136 – Valores medidos e previstos para a resistência à tração do solo Laranja compactado.

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0310927/CA

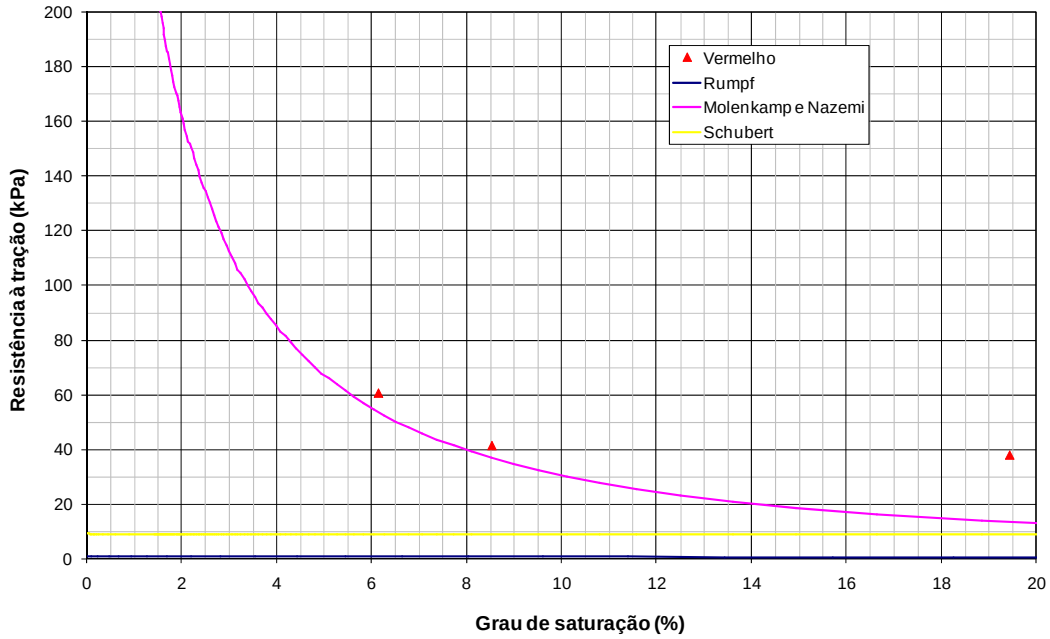


Figura 8.137 – Valores medidos e previstos para a resistência à tração do solo Vermelho compactado.

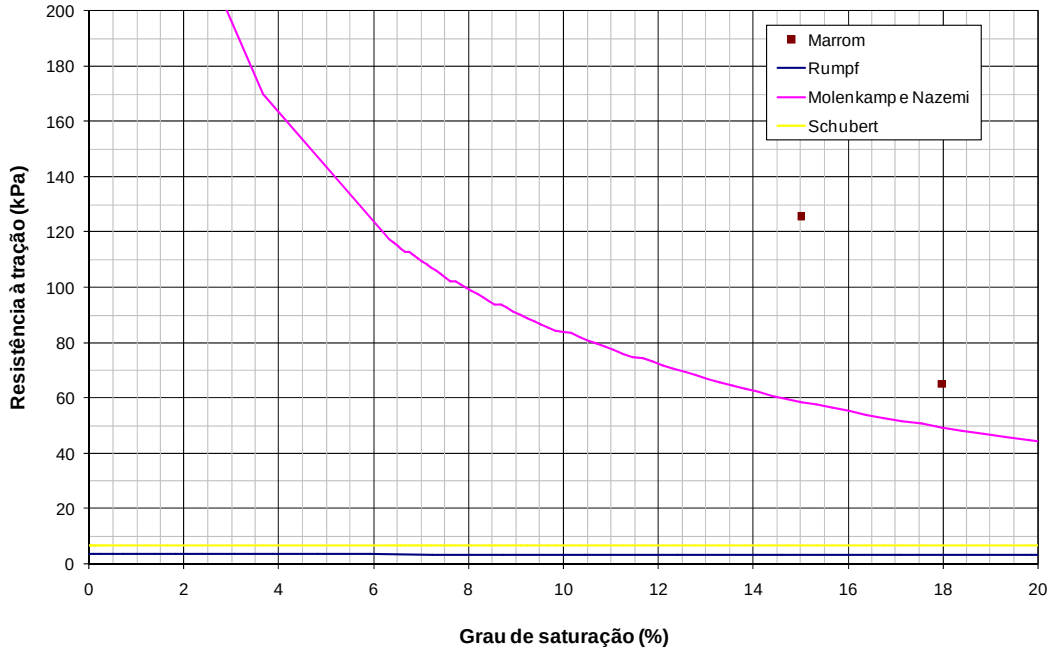


Figura 8.138 – Valores medidos e previstos para a resistência à tração do solo Marrom compactado.

As mesmas considerações feitas para os solos indeformados valem para os solos compactados. Os métodos teóricos conseguem prever a resistência à tração razoavelmente bem para níveis de saturação em torno de 10% para os solos Branco, Amarelo, Laranja e Vermelho, mas para o solo Marrom a previsão está abaixo do valor obtido em laboratório.

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0310927/CA

Para o solo Branco compactado, por exemplo, para o grau de saturação de 11% a resistência obtida em laboratório foi de 11 kPa. De acordo com o método de Rumpf a resistência para esse grau de saturação é de 5 kPa, para o método de Schubert é de 7 kPa e para o método de Molenkamp e Nazemi é de de 10 kPa. A mesma aproximação de resultados é visualizada para os outros solos, sendo que a proposta de Molenkamp e Nazemi sempre apresenta os melhores resultados.

O único parâmetro da estrutura que é considerado na previsão da resistência é o índice de vazios. Mas conforme discutido nos itens anteriores, apenas a porosidade e o tamanho dos grãos não é suficiente para descrever o comportamento de solos residuais, que recebe influência do seu meio de formação. Portanto, os métodos teóricos de previsão da resistência à tração não podem ser utilizados em substituição a uma caracterização mais completa da resistência, mas podem ser utilizados para a estimativa inicial desse parâmetro, principalmente para solos não coesivos.

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0310927/CA

8.4. Avaliação da Resistência em função do Intemperismo

8.4.1. Resistência Saturada

8.4.1.1. Estado Compactado

A resistência saturada dos solos no estado compactado é avaliada através dos ensaios de cisalhamento direto, compressão diametral e compressão simples. Para a obtenção da resistência ao longo do perfil, para os ensaios de compressão diametral e compressão simples, foi determinada a resistência média entre os corpos-de-prova com grau de saturação superior a 97%.

A resistência à tração situa-se entre 2,5 e 5 kPa, enquanto que a resistência não-confinada varia entre 6 e 27 kPa. Curiosamente, o solo que apresentou a maior resistência à compressão no estado saturado foi o solo Laranja. Os valores de coesão, ajustados para o deslocamento de 6 mm e de 12 mm são bastante próximos, com exceção para o solo Laranja.

A variação desses parâmetros, juntamente com a variação do teor de argila ao longo da profundidade, é apresentada na Figura 8.139.

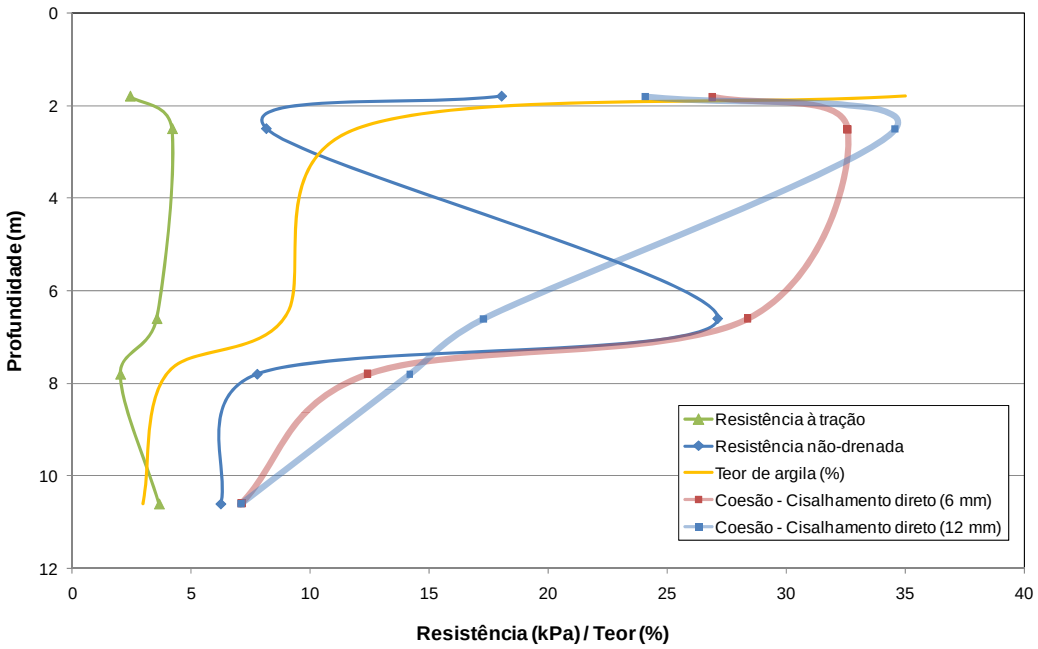


Figura 8.139 – Variação da resistência com o teor de argila para as amostras compactadas no estado saturado.

Observa-se na figura que os parâmetros de resistência avaliados tendem a aumentar de valor do solo Branco ao solo Vermelho, e decrescem do solo Vermelho ao solo Marrom, com exceção para a resistência não-confinada apresentada pelo solo Vermelho (profundidade de 2,2 m) que tem um valor bastante baixo em relação aos demais e fora da tendência observada. O teor de argila sempre cresce com o decréscimo da profundidade. O aumento da resistência deve estar relacionado ao aumento do teor de argila, mas para o solo Marrom, o alto grau de saturação deve de alguma forma, desagregar as partículas, ocasionando perda de resistência.

A Figura 8.140 apresenta a variação do ângulo de atrito, determinado para os deslocamentos de 6 mm e de 12 mm no ensaio de cisalhamento direto, com a quantidade de areia das amostras. Para o deslocamento de 6 mm não há concordância do ângulo de atrito com o teor de areia, mas para o deslocamento de 12 mm visualiza-se uma boa correlação.

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0310927/CA

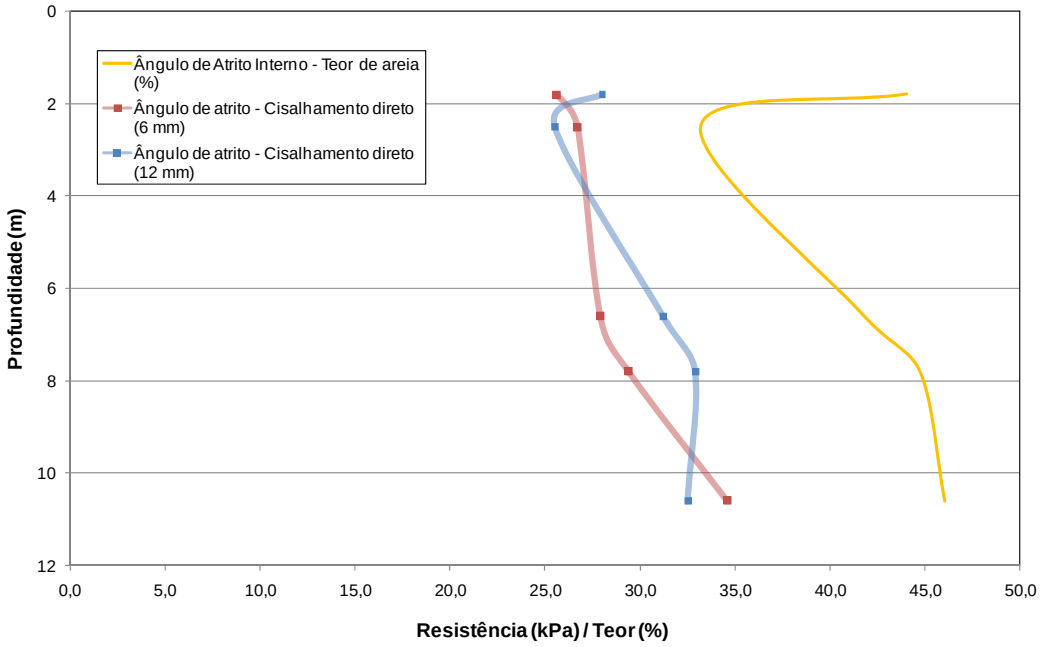


Figura 8.140 – Variação do ângulo de atrito com o teor de areia para as amostras indeformadas no estado saturado.

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0310927/CA

8.4.1.2. Estado Indeformado

A relação entre a resistência dos solos e o intemperismo é avaliada através dos dados de cisalhamento direto inundado e compressão uniaxial e diametral dos corpos-de-prova que foram cisalhados com grau de saturação superior a 85%. Determinou-se esse valor como limite mínimo porque quando o grau de saturação de um solo é superior a esse valor os princípios da mecânica dos solos saturados podem ser aplicados (Fredlund e Rahardjo, 1993) e porque nem sempre foi possível atingir a plena saturação dos corpos-de-prova indeformados.

A Figura 8.141 apresenta a variação do teor de argila no perfil com a profundidade. A linha amarela representa os valores médios de argila e nas profundidades médias dos solos são apresentados os valores máximos e mínimos do teor de argila com linhas horizontais. Na mesma figura estão representados os valores de coesão obtidos do ensaio de cisalhamento direto para o deslocamento de 6 mm (linha azul) e os valores de coesão obtidos do mesmo ensaio para o deslocamento de 12 mm (linha vermelha). Os valores de resistência não-drenada estão representados pela linha verde. Para o solo Laranja não há nenhum ensaio com grau de saturação superior a 85%, por isso a linha está interrompida entre as profundidades de 7,8 m e 2,2 m. No rótulo dos dados estão expressos os graus de saturação dos corpos-de-prova. A linha roxa representa os valores de resistência à

tração das amostras saturadas. Não há corpos-de-prova saturados para o solo Vermelho. Os valores de saturação dos ensaios de tração também estão expressos nos rótulos dos pontos.

Os valores de coesão e de resistência não-confinada apresentam o mesmo comportamento de variação. Do solo Branco ao solo Laranja, o parâmetro de resistência analisado diminui. Os solos Laranja e Vermelho apresentam valores similares, e a resistência do solo Marrom é novamente superior. A resistência à tração tem comportamento diferente pela maior resistência apresentada pelo solo Laranja, mas a ausência de dados do solo Vermelho prejudica a análise. A quantidade de argila presente nos solos mais intemperizados deste perfil aumenta a resistência dos solos. Mas, nos solos menos intemperizados o aumento do teor de argila é inversamente proporcional à resistência desses solos.

A resistência decrescente do solo Branco ao solo Laranja é decorrente do processo de intemperização do perfil que transforma a rocha gnáissica em solo granular, menos coesivo e menos resistente. No entanto, com o avanço da intemperização e aumento do teor de argila, os solos tornam-se mais coesivos e relativamente mais resistentes.

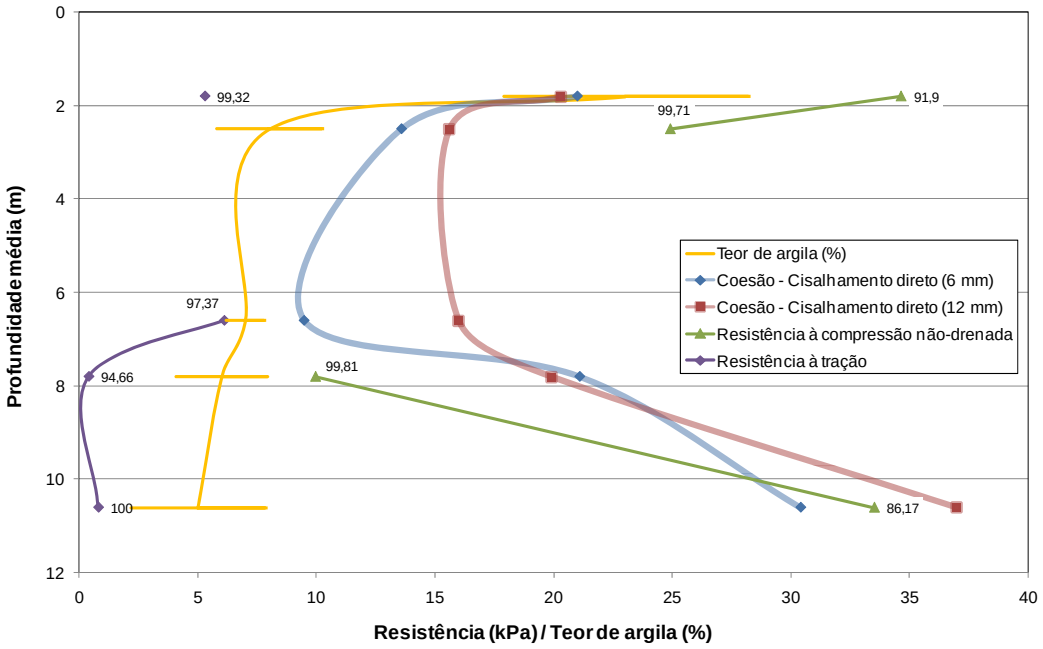


Figura 8.141 – Variação da resistência com o teor de argila para as amostras indeformadas no estado saturado.

Na Figura 8.142 são apresentadas as variações do teor de areia e do ângulo de atrito determinado pelos deslocamentos de 6 mm e de 12 mm no ensaio de cisalhamento direto com a profundidade do perfil. Juntamente com o valor médio do teor de areia estão apresentados os valores máximos e mínimos desta fração em linhas horizontais para cada tipo de solo.

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0310927/CA

Do solo Branco ao solo Vermelho há uma diminuição do teor de areia no perfil. A quantidade média de areia no solo Marrom aumenta em relação ao solo Vermelho devido, principalmente à amostra 2.4014.07, que apresenta 53,3% de areia. Sem considerar esse ensaio na determinação da média dos solos Marrons, o teor de areia médio deste solo é igual à média do solo Vermelho. Ou seja, pode-se considerar que a fração areia diminui com a profundidade.

Já o ângulo de atrito diminui do solo Branco ao solo Amarelo, e diminui do solo Laranja ao solo Marrom. Mas esse parâmetro exibe um aumento de valor entre o solo Amarelo e o solo Laranja. O embricamento entre grãos, juntamente com a densidade do solo, é o principal responsável pelo aumento do ângulo de atrito dos solos. Portanto, era de se esperar que o ângulo de atrito apresentasse uma relação direta com o teor de areia dos solos. O resultado em discordância é o do solo Laranja que, talvez não por acaso – é o mais heterogêneo em termos de granulometria (ver Capítulo 5).

Na Figura 8.143 estão traçadas as variações do ângulo de atrito com a profundidade, em conjunto com as variações dos óxidos de alumínio (Al_2O_3), ferro (Fe_2O_3) e sílica (SiO_2). Nos solos mais intemperizados os teores de alumínio e de ferro aumentam de forma significativa, porque estes elementos tendem a ficar retidos nos produtos da intemperização, que em regra são constituídos por aluminosilicatos hidratados, como é o caso da caulinita, e óxidos e hidróxidos presentes.

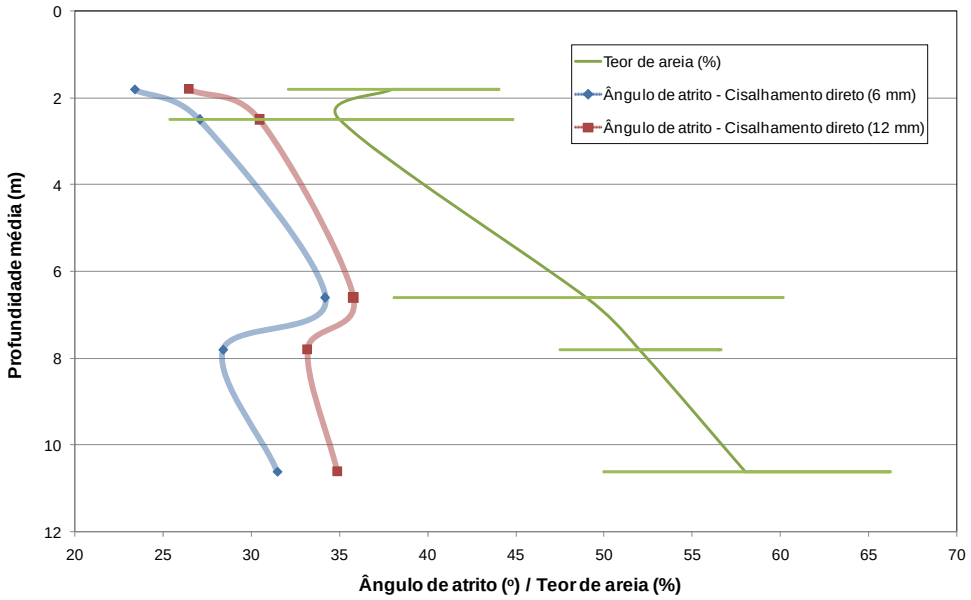


Figura 8.142 – Variação do ângulo de atrito com o teor de areia para as amostras indeformadas no estado saturado.

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0310927/CA

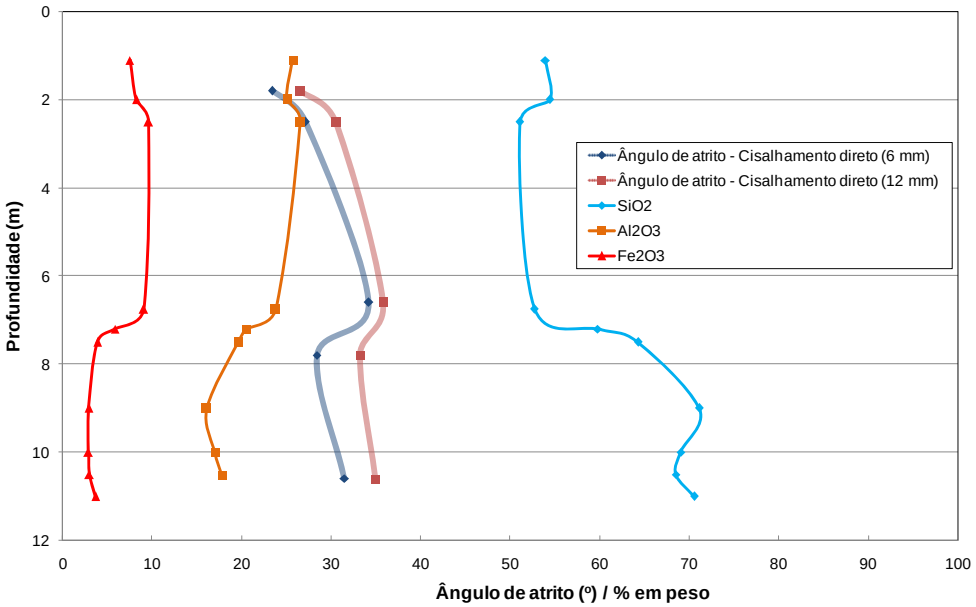


Figura 8.143 – Variação do ângulo de atrito com as porcentagens de SiO_2, Al_2O_3, Fe_2O_3 para as amostras indeformadas no estado saturado.

Nota-se que o formato das curvas de variação do ângulo de atrito e dos óxidos de alumínio e ferro com a profundidade é bastante similar. Esse é um fato que alimenta a idéia de que os parâmetros de resistência têm íntima relação com os estados de intemperização dos solos residuais. A curva de variação do SiO_2 se comporta inversamente às curvas de Al_2O_3 e Fe_2O_3, condizente com os processos de intemperismo.

Oliveira (2006) obteve correlações entre o índice de intemperismo físico ba_1 (Harrassowitz, 1926 *apud* Oliveira, 2006) e parâmetros de resistência ao cisalhamento dos solos indeformados. O índice ba_1 é definido por:

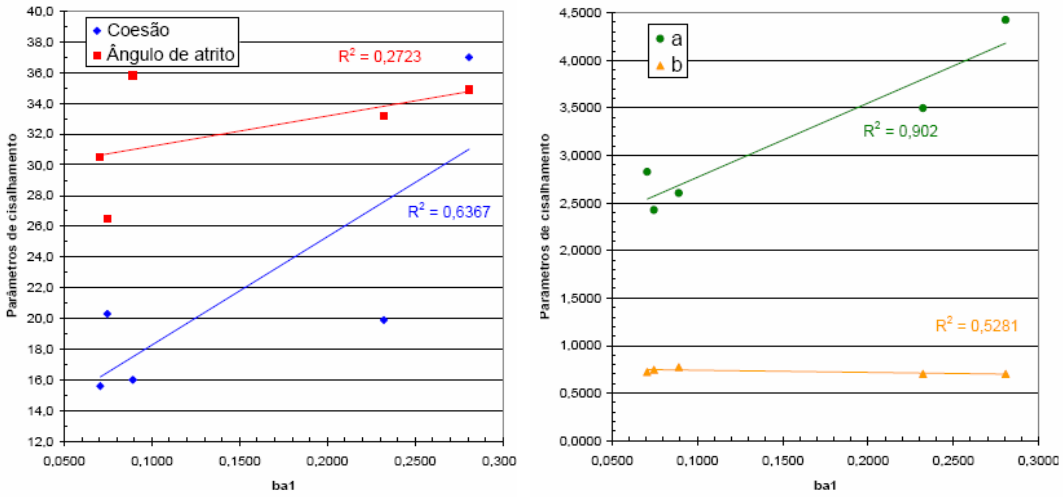
$$ba_1 = \frac{(K_2O + Na_2O)}{Al_2O_3} \quad \textbf{(Equação 8.1)}$$

De acordo com a pesquisadora, dentre os índices de intemperismo físicos e químicos citados na literatura o índice ba_1 foi o que apresentou melhor resultado para o solo estudado, pois o perfil de solo em questão provém de rochas ácidas e, portanto, suas quantidades de potássio e sódio são representativas.

O índice ba_1 foi correlacionado com os parâmetros de resistência de Mohr-Coulomb (c e ϕ) e com os parâmetros a e b de uma função potência ajustada às envoltórias de ruptura dos solos. As equações do tipo potência são apresentadas na Tabela 8.19. Na Figura 8.144 são apresentadas as correlações obtidas por Oliveira (2006). As correlações obtidas com os parâmetros *a* e *b* resultam em melhor ajuste do que as correlações obtidas com os parâmetros c e ϕ. Além de identificar que as envoltórias de ruptura obtidas do ensaio de cisalhamento direto não são lineares,

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0310927/CA

pois o ajuste potencial resulta em melhor coeficiente de correlação, a correspondência com o índice ba_1 confirma a relação da resistência com o intemperismo dos solos.



(a) **(b)**

Figura 8.144 – Relação entre os parâmetros de resistência e o índice de intemperismo ba_1. (a) Coesão e ângulo de atrito. (b) Parâmetros *a* e *b* (Oliveira, 2006).

8.4.2. Resistência não Saturada

8.4.2.1. Estado Compactado

A avaliação da resistência dos solos compactados com o intemperismo é feita através dos resultados dos ensaios de compressão uniaxial e compressão diametral realizados em amostras com diferentes teores de umidade.

Na Figura 8.145 e na Figura 8.146 são apresentadas as variações da resistência não-confinada e da resistência à tração para os cinco solos estudados em função do grau de saturação. Na Figura 8.145 os resultados são apresentados em duas escalas para melhor visualização. Em ambas as figuras observa-se o crescimento gradual da resistência com o intemperismo do solo Branco ao Vermelho e um grande aumento da resistência para o solo Marrom em todos os níveis de saturação.

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0310927/CA

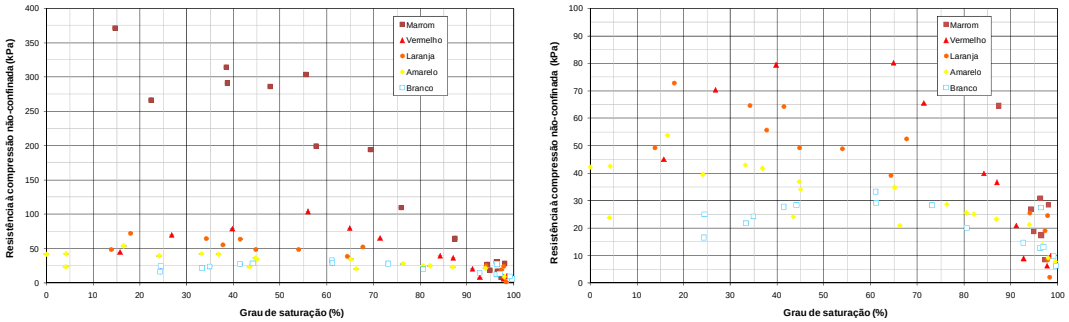


Figura 8.145 – Influência do intemperismo na resistência não-confinada dos solos compactados. (a) Escala de 0 a 400 kPa. (b) Escala de 0 a 100 kPa.

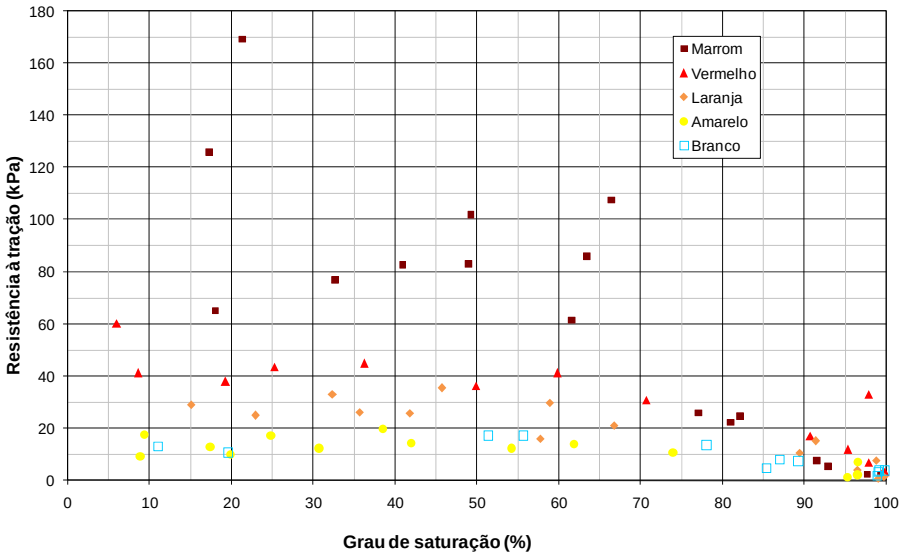


Figura 8.146 – Influência do intemperismo na resistência à tração dos solos compactados.

Na Figura 8.147 estão traçadas as variações da resistência não-confinada máxima, resistência à tração máxima e teor de argila com a profundidade. Observa-se o perfeito entrosamento entre esses parâmetros como já relatado nos itens 8.1.2.2 e 8.1.3.1. O R^2 entre o teor de argila e a resistência à compressão não-confinada é de 0,986 (Figura 8.38), e entre o teor de argila e a resistência à tração máxima é de 0,995 (Figura 8.55).

A principal explicação para esse fato deve ser a energia de compactação transferida ao solo no ensaio de compactação. A compactação dos solos no teor de umidade ótima destrói qualquer aglomeração de partículas (Toll, 2000). Portanto, a estruturação dos solos residuais não está presente no resultado desses ensaios. Quanto maior o teor de argila maior é a coesão dos solos. Ou seja, quanto mais argiloso for o solo maior será o valor da sucção desenvolvida com a secagem do mesmo e maior a coesão aparente e a resistência. Na Figura 8.148(a) é apresentada a relação entre as resistências à tração e não-confinada máximas e o índice de intemperismo ba_1. Os quadrados dos fatores de correlação estão em torno de 0,6. Na Figura 8.148(b) é apresentada a relação entre as resistências à tração e não-

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0310927/CA

confinada máximas e o índice de intemperismo *ba*. Esse índice considera, além dos teores de potássio e sódio em relação ao óxido de alumínio, o teor de cálcio, como descrito pela Equação 8.2:

$$ba = \frac{(K_2O + Na_2O + CaO)}{Al_2O_3} \quad \textbf{(Equação 8.2)}$$

A relação das resistências com o índice ba é um pouco superior, sendo de 0,752 para a resistência à tração e de 0,714 para a resistência não-confinada, indicando a influência do cálcio nos solos estudados. Mas, embora essa correlação indique a relação entre as resistências e índices químicos, ainda o teor de argila é o parâmetro preponderante.

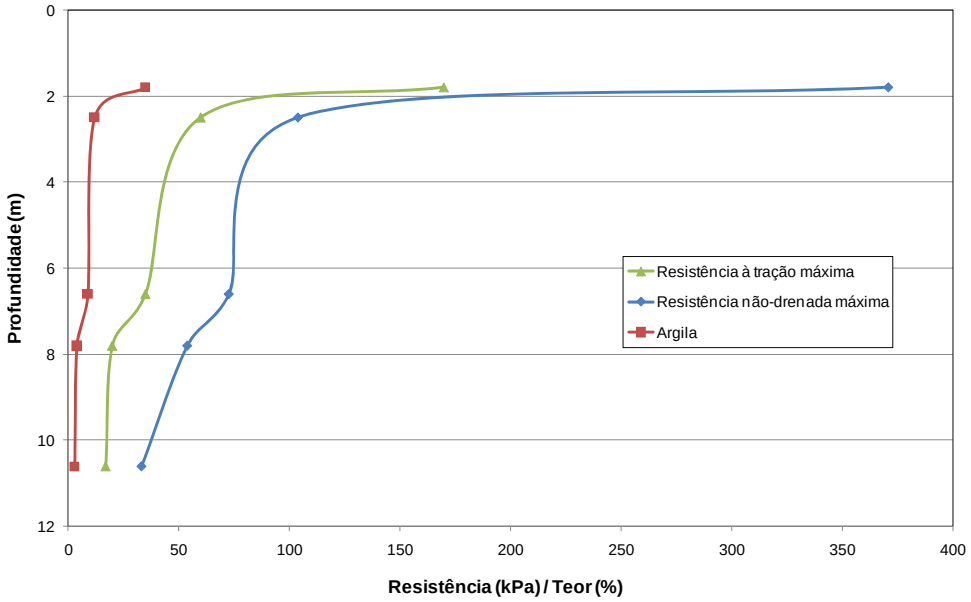
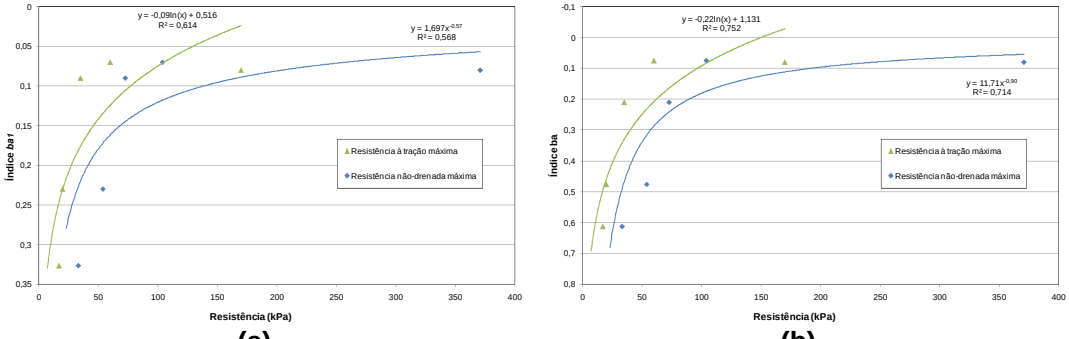


Figura 8.147 – Relação entre resistência à tração e resistência não-drenada e teor de argila para os solos compactados.



(a) **(b)**

Figura 8.148 – Relação entre resistência à tração e resistência não-drenada o índice de intemperismo para os solos compactados. (a) Índice de intemperismo ba_1. (b) Índice de intemperismo *ba*.

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0310927/CA

8.4.2.2. Estado Indeformado

A variação da resistência não-confinada e da resistência à tração com o grau de saturação para os níveis de intemperismo estudados é apresentada na Figura 8.149 e na Figura 8.150. A variação da resistência à tração é apresentada em dois gráficos, com diferentes escalas, para melhor visualização.

Ao contrário dos solos no estado compactado, nos gráficos dos solos indeformados não é nítida a variação da resistência com a intemperização. No entanto, é clara a maior resistência do solo Marrom, tanto no ensaio de compressão uniaxial quanto no ensaio de compressão diametral.

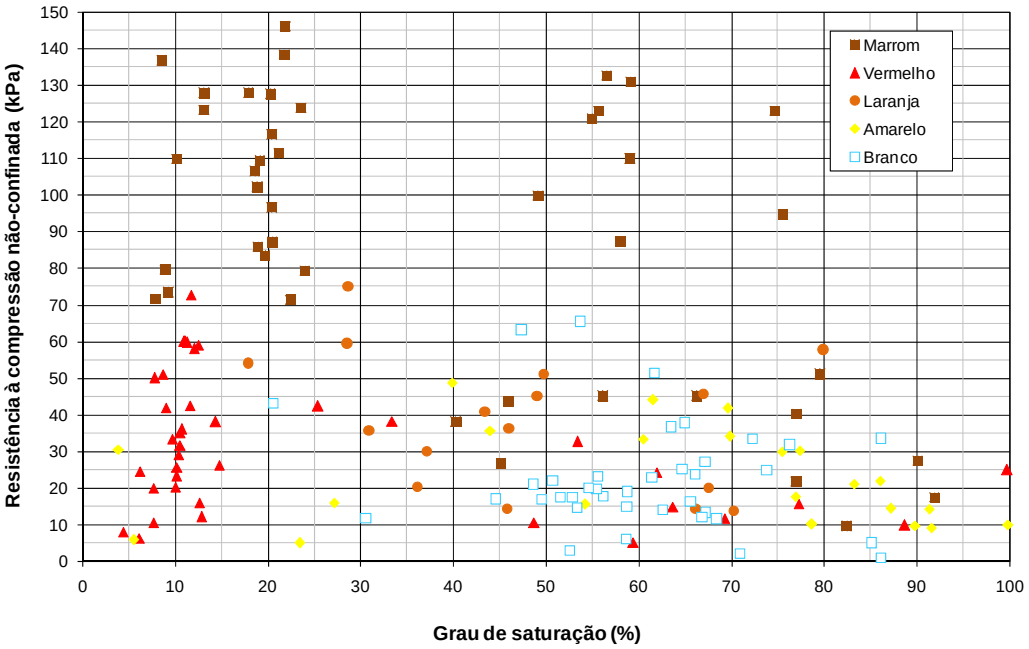
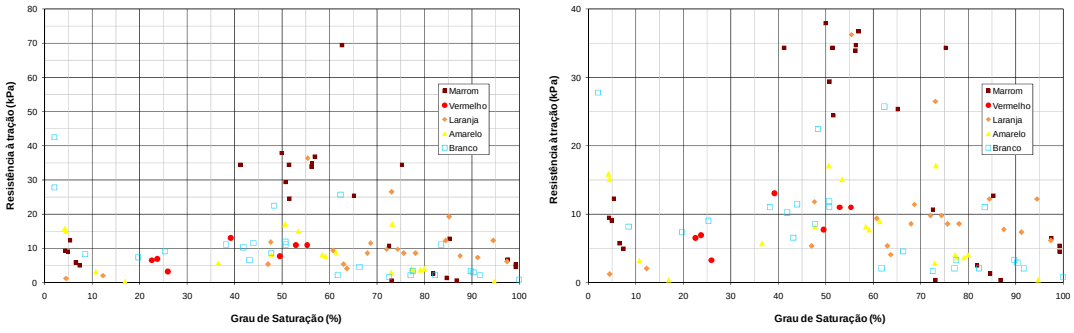


Figura 8.149 – Influência do intemperismo na resistência não-confinada para os solos indeformados.

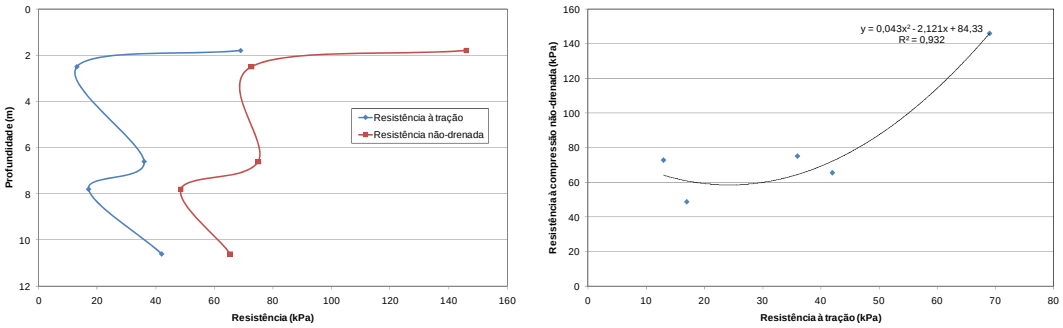


(a) **(b)**

Figura 8.150 – Influência do intemperismo na resistência à tração dos solos indeformados. (a) Escala de 0 a 80 kPa. (b) Escala de 0 a 40 kPa.

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0310927/CA

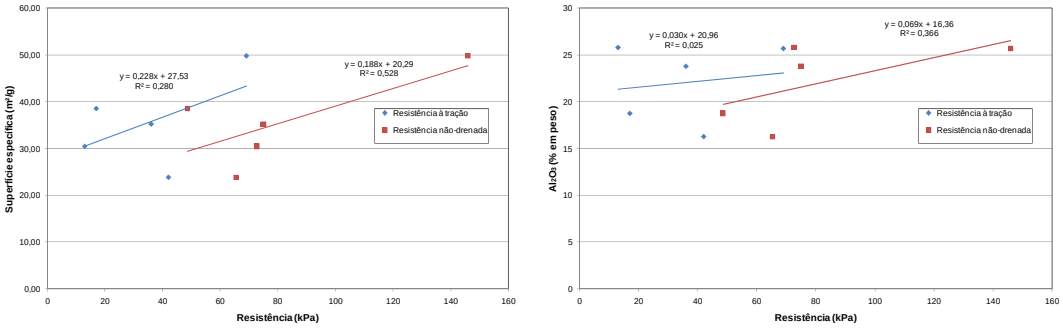
Na tentativa de esclarecer os parâmetros que gerem o comportamento dos solos indeformados, foram traçados gráficos de comparação entre a resistência à tração e a resistência não-confinada. Na Figura 8.151(a) estão apresentadas as variações máximas das resistências com a profundidade, onde se observa a semelhança de comportamento entre as duas curvas. A Figura 8.151(b) apresenta a relação entre a resistência à tração máxima e a resistência não-confinada máxima, com R^2 de 0,932. É nítida a relação entre as duas resistências e, portanto, os parâmetros de maior influência devem ser os mesmos.



(a) **(b)**

Figura 8.151 – Relação entre a resistência à tração e a resistência à compressão não-drenada para os solos indeformados. (a) Resistência *versus* profundidade. (b) Resistência não-drenada *versus* resistência à tração.

Na Figura 8.152 são apresentadas relações entre os parâmetros de resistência máximos e a superfície específica e entre o teor de óxido de alumínio, ambas com fator de correlação linear muito baixo. Outras relações entre os parâmetros de resistência máximos e as características químicas foram testados sem nenhum resultado satisfatório.



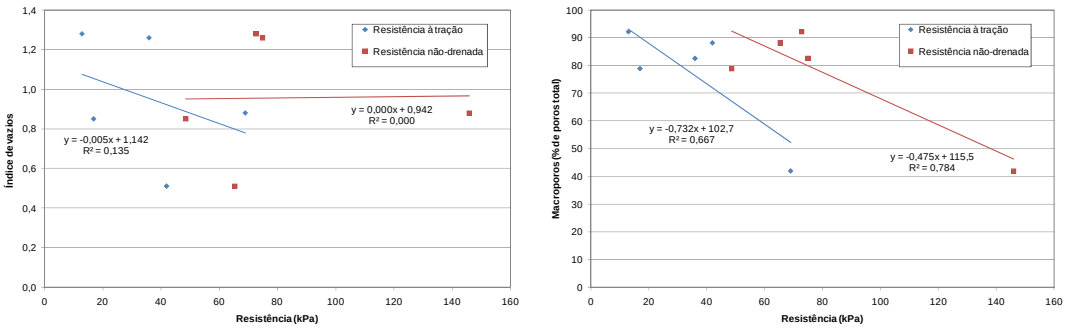
(a) **(b)**

Figura 8.152 – Relação entre resistência e ensaios químicos. (a) Resistência *versus* superfície específica. (b) Resistência *versus* Al_2O_3.

Os índices químicos são relativamente precisos para obtenção do grau de alteração química, no entanto as propriedades geotécnicas dos solos saprolíticos

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0310927/CA

são também dependentes da estrutura originária de sua rocha matriz. A estrutura dos solos está relacionada com o índice de vazios, cimentação e de outros fatores secundários variantes destes dois primeiros, tais como: arranjo das partículas, distribuição e tamanho dos poros. Na Figura 8.153 são apresentadas relações entre os parâmetros máximos de resistência e índice de vazios médio dos solos e macro-poros (ver Capítulo 5). Não existe nenhuma relação entre a resistência à tração e a resistência à compressão não-confinada com os vazios dos solos, mas existe com o tamanho dos poros. O quadrado do coeficiente de correlação linear com os macro-poros está em torno de 0,7. As relações da resistência máxima com os micro-poros e com os meso-poros apresentam coeficiente de correlação inferior, e não estão apresentados.



(a) **(b)**

Figura 8.153 – Relação entre resistência e estrutura. (a) Resistência versus índice de vazios. (b) Resistência versus macro-poros.

A descrição da estrutura do solo natural é extremamente complexa, pois depende de vários fatores. A influência da estrutura geológica, tais como descontinuidades reliquiares, falhas, fraturas e a própria heterogeneidade da mineralogia da rocha matriz, se reflete diretamente no solo que é formado por este material. Na Figura 8.154 são apresentadas outras correlações para a resistência à tração e à compressão simples. As relações entre as resistências e o valor da sucção correspondente ao início do estado residual apresentada na Figura 8.154(a) são altas, principalmente para a resistência à tração. O mesmo não pode se dizer para as relações entre as resistências e o teor de umidade equivalente ao grau de saturação 100% dos solos apresentadas na Figura 8.154(b). Neste caso as correlações são inferiores a 0,7. As correlações com o limite de liquidez também não foram satisfatórias (Figura 8.154(c)). A relação entre o limite de plasticidade e a resistência não-confinada, apresentada na Figura 8.154(d), é alta, com quadrado do coeficiente de correlação linear de 0,809, mas o mesmo parâmetro não tem boa correlação com a resistência à tração.

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0310927/CA

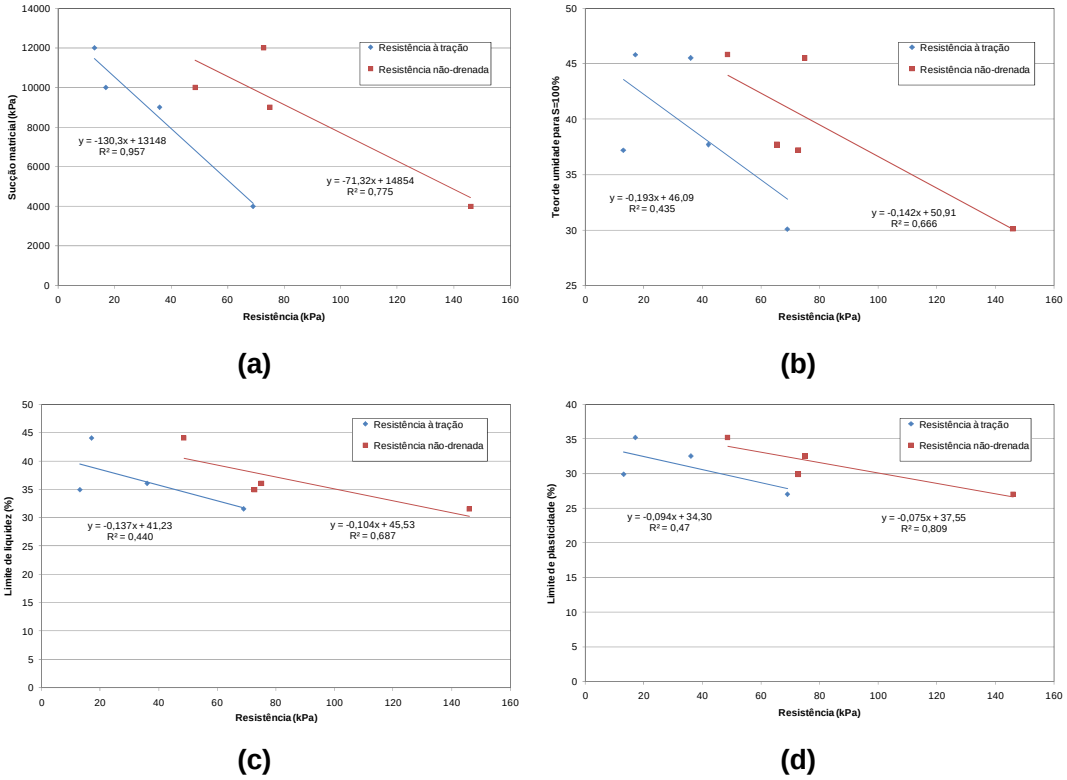


Figura 8.154 – Máxima resistência à tração e resistência não-drenada para solos indeformados. (a) Relação entre sucção matricial residual e resistência. (b) Relação entre teor de umidade para grau de saturação 100% e resistência. (c) Relação entre limite de liquidez e resistência. (d) Relação entre limite de plasticidade e resistência.

Assim, a resistência à tração parece ser função, principalmente da sucção desenvolvida no elemento quando sujeito a baixos teores de umidade. O solo marrom, que apresenta menor quantidade de macro-poros, e maiores valores de sucção, tem maior resistência.

Já a resistência à compressão simples, além de ser influenciada pela sucção, é função também do limite de plasticidade (Figura 8.154(d)). Quanto menor o limite de plasticidade do solo maior é a sua resistência. Ou seja, quanto maior o estado plástico do solo maior é a resistência não-confinada. Estruturas com maior quantidade de macro-poros apresentam menor resistência.

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0310927/CA

8.5. Conclusões

Para avaliação da resistência do solo residual objeto desta pesquisa, foram conduzidos ensaios de cisalhamento direto, compressão simples e compressão diametral em corpos-de-prova representativos de cada nível de intemperismo e com diferentes graus de saturação, no estado indeformado e compactado.

Os resultados obtidos com os solos no estado compactado auxiliaram o entendimento do comportamento dos solos indeformados que apresentavam grande dispersão de valores. A variação nos resultados destes solos é decorrente da sua heterogeneidade, representada tanto pela variação dos índices físicos quanto pela existência de estrutura herdada da rocha mãe e cimentação adquirida no processo de intemperismo. A cimentação da estrutura pode ser verificada na ausência de contração dos solos naturais com o processo de secagem (exceto para o solo Marrom) em contraposição ao comportamento de retração dos solos no estado compactado.

A resistência à compressão simples dos solos compactados exibe um valor máximo para um dado valor de sucção que varia com o grau de intemperização dos solos estudados. A sucção promove um aumento da resistência no solo até um dado valor de teor de umidade a partir do qual ela começa a decrescer. Esta queda de resistência pode estar relacionada ao aparecimento de trincas nos solos, decorrentes dos altos valores de sucção. O limite de contração desses solos parece delimitar a faixa onde ocorre o maior acréscimo de resistência com a sucção. Para valores de sucção superiores a esse limite o ganho de resistência é pequeno ou nulo.

Existe uma correlação linear muito forte entre a resistência à compressão simples máxima e a quantidade de argila. Em uma relação linear entre esses dois parâmetros o quadrado do coeficiente de correlação para os solos compactados é de 0,99, com a reta ajustada passando pela origem. Para os solos naturais esse R^2 é de 0,94 e, neste caso, a reta ajustada não passa pela origem. Ou seja, mesmo para um teor de argila nulo, os solos apresentariam uma resistência à compressão. Esse é mais um indício da cimentação existente e da sua relação com a resistência dos solos.

Os solos indeformados apresentam índices de vazios superiores aos dos solos compactados no Proctor Normal. Mas, o solo Branco indeformado apresenta resistência, tanto à compressão como à tração, superior ao do solo compactado. Ao contrário, para o solo Marrom, o estado compactado se traduz em maior resistência quando comparado ao estado indeformado. Ou seja, para os solos pouco

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0310927/CA

intemperizados a resistência é função não apenas da porosidade, mas também, da estrutura herdada da rocha. Já para os solos mais intemperizados o acréscimo de finos e a estrutura compactada promovem uma composição mais resistente.

O processo de intemperismo destrói a estrutura da rocha ao mesmo tempo em que vai formando novos tipos de agregações. Essa ação, a princípio, diminui a resistência do solo. Os grãos grossos vão se transformando em fração fina e a estrutura rígida e densa dá lugar a uma estrutura mais porosa. O solo perde em atrito e em coesão. Na medida em que o teor de argila torna-se substancial, a resistência cresce novamente, função da coesão. Tanto no ensaio de compressão simples como no ensaio de compressão diametral, o solo mais intemperizado, solo Marrom, apresenta os maiores valores de resistência quando comparado aos outros solos no mesmo estado (indeformado ou compactado).

A resistência à tração máxima dos solos compactados também tem relação linear com o teor de argila. A comparação entre esses parâmetros resulta em um R^2 de 0,995. Já para os solos indeformados não existe uma correlação linear. Para teores de argila inferiores a 10%, esta característica do solo é inversamente proporcional à resistência. Apenas para teores de argila superiores é que o teor de finos passa a comandar a resistência à tração. Devido à estrutura dos solos residuais, no estado indeformado a resistência à tração é função, dentre outros parâmetros, da porcentagem de macro, meso e micro-poros dos solos e não é função direta da porosidade total dos solos.

Ainda observa-se grande harmonia entre a variação da resistência à tração máxima e a resistência não-confinada ao longo do perfil, sugerindo que a resistência à tração possa ser determinada a partir de ensaios de compressão simples (ou vice-versa).

O ângulo de atrito dos solos residuais varia com o grau de intemperismo. A variação desse parâmetro de resistência ocorre em concordância com a variação dos óxidos de alumínio e ferro no perfil de intemperismo.

O valor da resistência à tração para baixos valores de grau de saturação pode ser prevista razoavelmente bem pelo método proposto por Molenkamp e Nazemi (2003) para os solos arenosos. Solos com maior teor de argila, como é o caso do solo Marrom, não têm seu comportamento bem descrito pelos métodos teóricos. Esse resultado era esperado, pois as propostas teóricas determinam a força desenvolvida pela tensão superficial e sucção em partículas esféricas.

O modelo proposto por Vanapalli *et al*. (1996), para a previsão da resistência não saturada, não se aplicou bem aos solos residuais indeformados. A resistência à compressão simples desses solos é fortemente influenciada pela sua estrutura e esse modelo não leva em consideração parâmetros que descrevam a cimentação e

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0310927/CA

o tamanho de poros, por exemplo. A previsão da resistência de solos compactados por este modelo parece ser aplicável somente para solos que contêm certa quantidade de argila, uma vez que os resultados foram aceitáveis somente para o solo Marrom.

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0310927/CA