

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA  
FACULDADE DE TECNOLOGIA  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL

**ESTUDO EXPERIMENTAL DE INTERFACES SOLO-  
CONCRETO NO CONTEXTO DE SOLOS NÃO SATURADOS**

**RONALDO VILELA WANDERLEY NETO**

Orientador: **JOSÉ CAMAPUM DE CARVALHO, D.Sc.**

Coorientadora: **VALDIRENE MARIA SILVA CAPUZZO, D.Sc.**

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO EM GEOTECNIA

PUBLICAÇÃO: G.DM – 344/2020

BRASÍLIA – DF, JANEIRO DE 2020.

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA  
FACULDADE DE TECNOLOGIA  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

**ESTUDO EXPERIMENTAL DE INTERFACES SOLO-CONCRETO NO  
CONTEXTO DE SOLOS NÃO SATURADOS**

**RONALDO VILELA WANDERLEY NETO**

**DISSERTAÇÃO DE MESTRADO SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE  
ENGENHARIA CIVIL DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA COMO PARTE DOS  
REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE.**

**APROVADA POR:**

---

**VALDIRENE MARIA SILVA CAPUZZO, D.Sc. (UnB)  
(COORIENTADORA)**

---

**ANDRÉ LUÍS BRASIL CAVALCANTE, D.Sc. (UnB)  
(EXAMINADOR INTERNO)**

---

**NELSON AOKI, D.Sc. (EESC/USP)  
(EXAMINADOR EXTERNO)**

**DATA: BRASÍLIA/DF, 28 DE JANEIRO DE 2020.**

## FICHA CATALOGRÁFICA

WANDERLEY NETO, RONALDO VILELA;

**Estudo experimental de interfaces solo-concreto no contexto de solos não saturados.**

[Distrito Federal] 2020.

xxiii - 183p., 210 x 297 mm (ENC/FT/UnB, Mestre, Geotecnia, 2020)

Dissertação de Mestrado - Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia.

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental.

1. Interfaces Solo-Concreto                      2. Solos não saturados

3. Resistência ao Cisalhamento              4. Experimental

I. ENC/FT/UnB                                      II. Título (série)

## REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

WANDERLEY NETO, R. V. (2020). **Estudo experimental de interfaces solo-concreto no contexto de solos não saturados.** Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM - 344/2020, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 206 p.

## CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: RONALDO VILELA WANDERLEY NETO

TÍTULO DA DISSERTAÇÃO DE MESTRADO: **Estudo experimental de interfaces solo-concreto no contexto de solos não saturados**

GRAU / ANO: Mestre / 2020.

É concedida à Universidade de Brasília a permissão para reproduzir cópias desta dissertação de mestrado e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte desta dissertação de mestrado pode ser reproduzida sem a autorização por escrito do autor.

---

Ronaldo Vilela Wanderley Neto

SQSW 300, Bloco M, apto 508, Sudoeste

70.673-046 – Brasília/DF – Brasil

# DEDICATÓRIA

*Aos meus pais, Helô e Lulú,  
que me deram a vida  
e me prepararam para vivê-la  
sempre com amor*

## AGRADECIMENTOS

Agradeço ao meu orientador, prof. Camapum, por todos os conhecimentos de engenharia e de vida passados a mim. Sua maneira de refletir sobre assuntos complexos a partir de conhecimentos simples é admirável e a carregarei comigo durante toda minha jornada. Muito obrigado pela confiança depositada em minha pessoa para a elaboração desta pesquisa.

À prof. Valdirene, minha coorientadora, pela grande ajuda na área de materiais e pela infalível disponibilidade para discutirmos temas relacionados ao concreto.

À minha mãe, Heloísa, pelo conforto do seu colo nos momentos mais difíceis e pelas palavras de motivação quando precisei. Também não posso esquecer da ajuda nos mais de 600 papéis filtro cortados ao longo da pesquisa!

Ao meu pai, Luís, grande companheiro de laboratório que esteve ao meu lado em incontáveis momentos durante esta pesquisa.

À minha namorada, Mari, que foi minha parceira quando perto, e muito da minha motivação quando longe.

Aos professores do programa de pós-graduação em Geotecnia, por tudo que me foi ensinado ao longo dos anos.

Aos técnicos de todos os laboratórios que utilizei ao longo do trabalho, sem os quais não seria possível a execução dos ensaios realizados: Rogério, Saimo, Patrícia, Francisco, Fernanda e Cláudio.

Ao professor João Uchoa, que abriu as portas de seu laboratório no IFB de Samambaia e possibilitou a execução dos ensaios de módulo do concreto.

Ao professor Cláudio Del Menezzi, pela disposição em ajudar nos ensaios de módulo e por ter possibilitado o contato com o prof. Uchoa.

Ao professor Cosme, por abrir as portas do laboratório de MEV, e ao técnico Ivan, pela ajuda nos ensaios.

À professora Cláudia Gurjão, por toda a ajuda quanto aos moldes de corpos de prova de concreto e quanto à gentil disponibilização de laboratórios nos quais seria possível a realização de ensaios caso os locais definidos primeiramente não estivessem disponíveis.

À empresa VIA Engenharia, em especial ao eng<sup>o</sup> Gustavo, eng<sup>o</sup> Paulo Victor, eng<sup>a</sup> Malu, eng<sup>o</sup> Jefferson, Mercedes e aos mestres Eustáquio e Lourival, por tudo que precisei da obra, pelo apoio e pela amizade. Aprendi muita coisa com vocês e serei eternamente grato pelo meu tempo

no TTN. Agradeço, também, ao Marcelão e sua equipe, que enfrentaram viagens e solos (muito) duros a fim de me auxiliarem nas fases mais pesadas do trabalho.

À empresa BRACAL, na pessoa do Clênio, que doou a areia natural. Também à empresa CIPLAN, nas pessoas da eng<sup>a</sup> Pillar e do Wisley, que doou a brita e a areia britada.

À dona Selma e sua equipe, pelo zelo até nas áreas mais obscuras do SG-12.

À empresa GMAX Implementos, pelo auxílio na fabricação dos moldes dos conjuntos.

À Andrea, Rocío e Janneth, pesquisadoras exemplares que em muito me ajudaram neste ano. Viva a América Latina!

Aos amigos pesquisadores do laboratório de geotecnia, Dani, Mike, Ana Carolina, Nara, Alonso, Débora, Jair, Nathália, Andressa, Jaime, Melchior e Igor, companheiros de dias e noites subterrâneas.

Às amigas de turma que fizeram tudo parecer um pouco mais fácil: Taís, Bia, Patrícia, Arthur e Moisés. Obrigado por toda a ajuda!

Aos colegas do grupo de pesquisa GEOFLUXO, sempre dispostos a discutir resultados e ajudar no que foi preciso.

Ao grande amigo Rafael, por ter sido companheiro de altos e baixos, mas sobretudo dos primeiros. À grande amiga Soninha, sempre preocupada com meu bem-estar e dona de um coração gigantesco. Vocês foram essenciais durante este ciclo, e as portas da minha casa estarão sempre abertas para vocês, onde quer que eu esteja, seja lá quando for.

Aos amigos de sempre, sem os quais minha vida teria bem menos graça: Amaral, Bernardo, Daniela, Fabio, Guskol, Igor, Lucas, Lorena, Matheus e Rodrigo. Amo-vos!

## RESUMO

O contato entre solo e concreto é muito comum nas obras de engenharia geotécnica. Apesar deste fato, são poucos os estudos sobre a interface entre solos tropicais e concreto, sobretudo quando estes materiais são submetidos ao contato com o concreto ainda em estado fresco e os solos estão em condição não saturada. Em pesquisas recentes, constatou-se que as sucções do concreto de uma estrutura de fundação e do solo circundante são inicialmente distintas e somente se equilibrarão no médio ou longo prazo. Entretanto, na maioria dos casos, a prática geotécnica não considera tal fato, tanto que os ensaios que atestam as previsões feitas durante a fase de projeto – as provas de carga – podem, por norma, ser realizados após 10 dias da concretagem da estaca, sem que, no entanto, se defina o período apropriado. Cita-se, também, que a sucção do concreto é, geralmente, estudada em termos de sucção total (umidade relativa) e relacionada às propriedades de transporte de massa. Também não tem sido avaliada a migração de compostos químicos do concreto para o solo e seus impactos na interação solo-estrutura de fundação. Assim, esta dissertação buscou estudar, experimentalmente, a variação da sucção na interface solo-concreto ao longo do tempo e sua implicação na resistência ao cisalhamento da interface. Além disto, estudou-se como as propriedades físicas e químicas dos materiais constituintes da interface variam durante o período de interação. Para o desenvolvimento do estudo laboratorial, escolheu-se dois tipos de solo – um profundamente intemperizado (solo laterítico) e outro menos alterado (solo saprolítico) – e um concreto utilizado na fundação de uma obra rodoviária no Distrito Federal, cuja especificidade é comumente adotada em estacas hélice contínua da região. Nos ensaios de campo, um terceiro solo, também laterítico, foi usado para avaliar a interação solo-concreto em um segmento representativo do topo de uma estaca. A partir dos resultados obtidos, concluiu-se que a variação da sucção dos materiais da interface depende do tipo de solo de fundação e das condições de saturação do mesmo quando da concretagem e que esta variação tem influência sobre a resistência ao cisalhamento da interface. Além disto, verificou-se que a migração de compostos químicos do concreto para o solo também é função da sucção atuante e que é possível obter curvas características de concretos a partir de métodos simples como o do papel filtro. Complementarmente, atestou-se que há certa correlação da sucção com a resistência do concreto e que a estimativa do módulo de elasticidade à compressão do concreto pode ser feita a partir de resultados de ensaios de tração indireta com corpos de prova com relação comprimento/diâmetro de no mínimo 0,5, desde que considerada a margem de erro obtida.

## ABSTRACT

The contact between soil and concrete is very common in the geotechnical field. Despite this fact, there are few studies about the interface between these tropical soils and concrete, and even fewer when the materials are submitted to contact with the concrete still in fresh state and soils are in an unsaturated condition. In recent studies, it was found that the suctions of the concrete from the structural foundation element and of the surrounding foundation soil are initially distinct and will only equilibrate in mid or long-term. However, in most cases, the geotechnical practice does not take this fact into account, so much that the tests that attest the predictions made during the project phase – load tests – can be done only 10 days after the concreting of the pile according to the ruling standard, but an appropriate period of time is not specified. It is also cited that the suction in concrete is mainly studied in terms of total suction (relative humidity) and related to mass transportation properties. Also, the migration of chemical compounds from the concrete to the soil and its impacts on the soil-foundation structure has not been evaluated. Therefore, this dissertation aims studying, experimentally, the suction variation in the soil-concrete interface over a period of time and the implication of this very variation upon the interface's shear resistance. Beside this, it was studied how the physical and chemical properties of the interface's materials varied during the interaction period. For the development of the laboratorial study, two types of soil were chosen – a very altered one (lateritic soil) and a less altered (saprolitic soil) – and a concrete that was used in a foundation of a highway infrastructure construction in the Federal District, whose specificity is commonly used in continuous helical displacement piles across the region. On the field tests, a third soil, also lateritic, was used to evaluate the soil-concrete interaction in a segment that represents the top of a pile. From the results, it is concluded that the suction variation of the interface's materials depends on the type and the initial saturation conditions of the foundation soil when the pile is being executed and that this variation influences the interface's shear resistance. Moreover, it was verified that the migration of chemical compounds from the concrete to the soil is also function of the acting suction and that is possible to determine the concrete's characteristic water retention curve with the simple filter paper method. In addition, it was attested that the concrete's suction has some correlation with its resistance and that the estimation of the concrete's elasticity modulus can be made from results of indirect traction tests made with specimens that have a length/diameter relation of at least 0,5, as long as the obtained margin of error is considered.



# SUMÁRIO

<b>1. INTRODUÇÃO</b> .....	<b>1</b>
1.1 MOTIVAÇÃO DA PESQUISA.....	2
1.2 OBJETIVOS DA DISSERTAÇÃO.....	3
1.2.1 Objetivo geral.....	3
1.2.2 Objetivos específicos.....	4
1.3 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO.....	4
<b>2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA</b> .....	<b>6</b>
2.1 PERFIL DE INTEMPERISMO NOS SOLOS TROPICAIS.....	6
2.1.1 Principais processos de intemperismo nos solos tropicais .....	8
2.1.1.1 Hidrólise.....	9
2.1.1.2 Hidratação.....	10
2.1.1.3 Expansão térmica.....	10
2.1.1.4 Quelação.....	10
2.1.2 Efeito do pH na alteração dos solos tropicais .....	11
2.1.3 Solos lateríticos .....	12
2.1.4 Solos saprolíticos.....	12
2.2 CONCRETO.....	13
2.2.1 Microestrutura.....	13
2.2.1.1 Fase agregado .....	14
2.2.1.2 Pasta de cimento hidratada.....	14
2.2.1.3 Zona de transição no concreto .....	16
2.2.2 Resistência .....	17
2.2.2.1 Fatores intervenientes na resistência.....	17
2.2.2.2 Comportamento do concreto sobre tração e relação com a resistência à compressão .....	20
2.2.3 Módulo de elasticidade.....	21
2.2.3.1 Fatores intervenientes no módulo de elasticidade.....	21
2.2.3.2 Relação do módulo de elasticidade com a resistência à compressão .....	23
2.2.4 Concreto utilizado na execução de estacas hélice contínuas .....	23
2.3 SUCCÃO.....	24
2.3.1 Efeitos da sucção na resistência ao cisalhamento dos solos .....	25
2.3.2 Sucção no concreto.....	27
2.4 RESISTÊNCIA DE INTERFACES.....	28
2.4.1 Pesquisas sobre a resistência de interfaces com solos coesivos.....	32
<b>3. MATERIAIS E MÉTODOS</b> .....	<b>36</b>
3.1 MATERIAIS.....	36

3.1.1	Solos utilizados nos ensaios laboratoriais.....	37
3.1.1.1	Solo laterítico.....	38
3.1.1.2	Solo saprolítico.....	38
3.1.2	Solo dos ensaios de campo.....	39
3.1.3	Concreto.....	40
3.1.3.1	Cimento Portland.....	41
3.1.3.2	Agregados.....	42
3.2	<b>MÉTODOS</b> .....	43
3.2.1	Solo.....	43
3.2.1.1	Caracterização geotécnica.....	45
3.2.1.2	Caracterização químico-mineralógica.....	47
3.2.1.3	Observações visuais por meio de lupa eletrônica.....	50
3.2.1.4	Compactação.....	50
3.2.1.5	Curva característica.....	51
3.2.1.6	Cisalhamento direto.....	55
3.2.2	Concreto.....	58
3.2.2.1	Consistência do concreto através do abatimento do tronco de cone ( <i>slump test</i> ).....	58
3.2.2.2	Resistência à tração por compressão diametral com acompanhamento da sucção.....	58
3.2.2.3	Massa específica dos sólidos.....	64
3.2.2.4	Resistência à compressão.....	64
3.2.2.5	Módulo de elasticidade estático à compressão.....	64
3.2.2.6	Curva característica.....	66
3.2.3	Conjunto solo-concreto.....	67
3.2.3.1	Moldagem dos conjuntos.....	69
3.2.3.2	Sucção mátrica.....	72
3.2.3.3	Cisalhamento direto.....	73
3.2.3.4	Análise visual qualitativa.....	74
3.2.3.5	Microscopia eletrônica de varredura.....	74
3.2.3.6	Umidade.....	75
3.2.3.7	pH e Ponto de carga zero (PCZ).....	75
3.2.3.8	Condutividade.....	76
3.2.3.9	Análise granulométrica.....	76
3.2.4	Ensaio de campo.....	76
3.2.4.1	Características, execução e umedecimento das estacas.....	77
3.2.4.2	Pontos de coleta.....	78
3.2.4.3	Umidade.....	79
3.2.4.4	pH e Ponto de carga zero (PCZ).....	79
3.2.4.5	Condutividade.....	79
3.2.4.6	Análise granulométrica.....	80
<b>4.</b>	<b>RESULTADOS</b> .....	<b>81</b>

4.1	SOLO .....	81
4.1.1	Caracterização Geotécnica.....	81
4.1.2	Caracterização químico-mineralógica .....	83
4.1.3	Curva característica .....	86
4.1.4	Compactação.....	89
4.1.5	Observações visuais por meio de lupa eletrônica .....	92
4.1.6	Cisalhamento direto.....	94
4.2	CONCRETO.....	97
4.2.1	Consistência do concreto através do abatimento do tronco de cone ( <i>slump test</i> ).....	97
4.2.2	Massa específica dos sólidos do concreto .....	97
4.2.3	Resistência à tração por compressão diametral com acompanhamento da sucção.....	99
4.2.3.1	<i>Influência da umidade e do tempo de cura no índice de vazios .....</i>	<i>99</i>
4.2.3.2	<i>Influência da sucção na resistência à tração .....</i>	<i>100</i>
4.2.3.3	<i>Influência do comprimento do corpo de prova na resistência à tração .....</i>	<i>103</i>
4.2.4	Resistência à compressão .....	107
4.2.5	Módulo de elasticidade estático à compressão .....	109
4.2.5.1	<i>Discussão sobre a adequação da estimativa de <math>E_{ci}</math> a partir de <math>f_{ct,sp}</math>.....</i>	<i>110</i>
4.2.6	Curva característica .....	115
4.3	CONJUNTO SOLO-CONCRETO .....	118
4.3.1	Sucção.....	118
4.3.2	Umidade.....	123
4.3.3	Análise visual qualitativa.....	126
4.3.4	Cisalhamento direto.....	128
4.3.4.1	<i>Curvas de ensaio de cisalhamento direto e envoltórias de ruptura .....</i>	<i>129</i>
4.3.4.2	<i>Influência da sucção e do índice de vazios na resistência ao cisalhamento.....</i>	<i>142</i>
4.3.5	Microscopia eletrônica de varredura .....	146
4.3.6	pH & Ponto de carga zero (PCZ) .....	152
4.3.7	Condutividade elétrica.....	158
4.3.8	Granulometria .....	160
4.4	ENSAIOS DE CAMPO.....	164
4.4.1	Umidade.....	164
4.4.2	pH e Ponto de carga zero (PCZ) .....	165
4.4.3	Condutividade elétrica.....	167
4.4.4	Granulometria .....	167
5.	CONCLUSÃO.....	169
5.1	SOLO .....	169
5.2	CONCRETO.....	170
5.3	CONJUNTO SOLO-CONCRETO .....	171
5.4	ENSAIOS DE CAMPO.....	174
5.5	SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS.....	175

**REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....176**

## LISTA DE FIGURAS

Figura 2. 1 - Solubilidade do Fe, Al e Si em função do pH da solução (modificado de Krauskopf & Bird, 1995) .....	11
Figura 2. 2 - Fatores que influenciam na resistência do concreto (Mehta & Monteiro, 2008).....	18
Figura 2. 3 - Fatores que influenciam o módulo de elasticidade do concreto (Monteiro & Mehta, 2008) .....	22
Figura 2. 4 - Curva de retenção de areias com diferentes distribuições de poros (Santos et al., 2015) .....	25
Figura 2. 5 - Envoltória de resistência de solos não saturados (Fredlund et al., 1978 <i>apud</i> Camapum de Carvalho et al. 2015) .....	27
Figura 2. 6 - Envoltória de ruptura bi-linear para discontinuidades de maciços rochosos (Patton, 1966 <i>apud</i> Reis, 2006).....	31
Figura 2. 7 - Distribuição de umidade durante o período de cura de amostras compostas por solo natural e solo-cimento plástico (modificado de Ribeiro, 1999).....	33
Figura 3. 1 - Organograma dos materiais utilizados na pesquisa.....	36
Figura 3. 2 - Localização dos pontos de coleta de solo nos mapas de geológicos e pedológicos do DF ( <i>shape</i> : EMBRAPA). HB9: solo laterítico; SF4C: solo saprolítico (Cardoso, 2002); SF4R: solo saprolítico coletado nesta pesquisa.....	38
Figura 3. 3 - (a) Vala de coleta HB9 - (b) Vala de coleta SF4.....	39
Figura 3. 4 - Solo laterítico do Campo Experimental do PPGG – UnB (Fonte: Cedida por Andrea Pérez).....	39
Figura 3. 5 - Curvas granulométricas dos agregados do concreto (CIPLAN, 2018) .....	43
Figura 3. 6 - Imagens dos agregados do concreto (aumento de 50x). (a) Areia natural - (b) Areia britada - (c) Brita .....	43
Figura 3. 7 - Organograma resumo dos ensaios realizados com os solos .....	44
Figura 3. 8 - Ensaio de frasco de areia realizado no fundo da vala de coleta do solo saprolítico.....	46
Figura 3. 9 - pHmêtro imerso em solução de solo laterítico e água destilada .....	48
Figura 3. 10 - (a) Amostras totais - (b) Amostras da fração argila .....	50
Figura 3. 11 - Esquema de colocação dos papéis-filtro (Modificado – Guimarães, 2002) .....	51
Figura 3. 12 - (a) Processo de compactação semi-estática - (b) CP de solo obtido .....	52
Figura 3. 13 - (a) CP's durante a imposição da umidade desejada - (b) umedecimento de um CP de solo saprolítico.....	53
Figura 3. 14 - (a) Papéis filtro da sucção mátrica sobre filme de PVC - (b) CP sobre os papéis filtro da sucção mátrica - (c) Colocação dos papéis filtro da sucção total - (d) Cápsula isolada .....	54
Figura 3. 15 - CP de solo saprolítico após o cisalhamento .....	56
Figura 3. 16 - Organograma resumo dos ensaios realizados com concreto.....	59
Figura 3. 17 - Ensaio de compressão diametral .....	60
Figura 3. 18 - (a) Moldes de PVC fabricados (b) Moldes de aço padrão .....	62
Figura 3. 19 - (a) CP imediatamente antes do isolamento - (b) CP's isolados.....	63
Figura 3. 20 - Cronograma dos ensaios de sucção e resistência à tração do concreto .....	63
Figura 3. 21 - Ensaio de módulo de elasticidade à compressão.....	65

Figura 3. 22 - Diagrama do processo de imposição de umidade nos CP's de concreto .....	67
Figura 3. 23 - Diagrama resumo dos ensaios realizados com o conjunto solo-concreto.....	68
Figura 3. 24 - Conjunto solo (laterítico) – concreto .....	69
Figura 3. 25 – (a) Representação computadorizada do molde – (b) resultado do projeto.....	70
Figura 3. 26 – (a) Faceamento do tarugo com a borda superior do molde - (b) Retirada do tarugo com ímã - (c) Colocação do concreto acima do solo remoldado - (d) Final do processo .....	71
Figura 3. 27 - (a) Isolamento do conjunto com papel-filtro - (b) disposição final dos conjuntos isolados.....	72
Figura 3. 28 - Detalhe do ajuste fino do plano de cisalhamento possibilitado pelo parafuso especial .....	73
Figura 3. 29 - Amostras metalizadas utilizadas no MEV .....	74
Figura 3. 30 - Pontos de coleta de material no conjunto solo-concreto .....	76
Figura 3. 31 - Organograma resumo dos ensaios de campo realizados.....	77
Figura 3. 32 - Pontos de coleta de solo nos ensaios de campo (cotas em cm).....	78
Figura 3. 33 - Detalhe da coleta de solo para os ensaios de campo (distanciamento horizontal).....	79
Figura 4. 1 - Curvas granulométricas dos dois tipos de solo (laterítico e saprolítico), com e sem o uso de defloculante.....	83
Figura 4. 2 - Difratograma do solo laterítico (tot: fração total; n: fração argila; eg: solvatação com etilenoglicol; gl: solvatação com glicerol; aq: aquecimento).....	85
Figura 4. 3 - Difratograma do solo saprolítico (tot: fração total; n: fração argila; eg: solvatação com etilenoglicol; gl: solvatação com glicerol; aq: aquecimento) .....	86
Figura 4. 4 - Curva característica do solo laterítico. (a) Sucção em função de $w$ ; (b) Sucção em função de $S_r$ ..	87
Figura 4. 5 - Curva característica do solo saprolítico. (a) Sucção em função de $w$ ; (b) Sucção em função de $S_r$ .	87
Figura 4. 6 - Curva característica transformada do solo laterítico ( $e.pF$ ).....	88
Figura 4. 7 - Curva característica transformada do solo saprolítico ( $e.pF$ ) .....	89
Figura 4. 8 - Curva de compactação do solo laterítico .....	90
Figura 4. 9 - Curva de compactação do solo saprolítico .....	92
Figura 4. 10 - Análise visual do solo laterítico realizada com auxílio de lupa eletrônica .....	93
Figura 4. 11 - Análise visual do solo saprolítico realizada com auxílio de lupa eletrônica .....	94
Figura 4. 12 - Gráfico do ensaio de cisalhamento direto do solo laterítico .....	95
Figura 4. 13 - Gráfico do ensaio de cisalhamento direto do solo saprolítico .....	95
Figura 4. 14 - Envoltórias de ruptura dos solos estudados .....	96
Figura 4. 15 - Valores de $\rho_s$ do concreto ao longo do tempo de cura.....	98
Figura 4. 16 - Comparativo entre $\rho_s$ obtido com concreto pulverizado e em fragmentos .....	98
Figura 4. 17 - Influência da umidade no índice de vazios do concreto .....	99
Figura 4. 18 - Influência do tempo de cura no índice de vazios do concreto .....	100
Figura 4. 19 - Relação entre resistência à tração e sucção mátrica (kPa).....	101
Figura 4. 20 - Relação entre sucção mátrica e sucção total no concreto .....	102
Figura 4. 21 - Relação entre a resistência à tração e $pF/e$ .....	102
Figura 4. 22 - Relação entre a resistência à tração e $pF/e$ , separando-se por tempo de cura e leva.....	103
Figura 4. 23 - Influência do comprimento do CP na resistência à tração (10 dias) .....	104
Figura 4. 24 - Influência do comprimento do CP na resistência à tração (14 dias) .....	105

Figura 4. 25 - Influência do comprimento do CP na resistência à tração (28 dias) .....	105
Figura 4. 26 - Influência do comprimento do CP na resistência à tração (60 dias) .....	106
Figura 4. 27 - Influência do comprimento do CP na resistência à tração (90 dias) .....	106
Figura 4. 28 - Resistência à compressão do concreto.....	108
Figura 4. 29 - Resultados de módulo de elasticidade do concreto .....	109
Figura 4. 30 - Estimativa de $E_{ci}$ a partir de $f_{ct, sp}$ (10 dias) .....	111
Figura 4. 31 - Estimativa de $E_{ci}$ a partir de $f_{ct, sp}$ (14 dias) .....	111
Figura 4. 32 - Estimativa de $E_{ci}$ a partir de $f_{ct, sp}$ (28 dias) .....	112
Figura 4. 33 - Estimativa de $E_{ci}$ a partir de $f_{ct, sp}$ (60 dias) .....	112
Figura 4. 34 - Estimativa de $E_{ci}$ a partir de $f_{ct, sp}$ (90 dias) .....	113
Figura 4. 35 - Curva característica de retenção de água do concreto .....	116
Figura 4. 36 - Detalhamento dos pontos de maior saturação da curva característica do concreto em escala aritmética .....	117
Figura 4. 37 - Curva característica do concreto ( $e.pF \times Sr$ ).....	118
Figura 4. 38 - Evolução das sucções no solo e no concreto do conjunto de solo laterítico, conforme o tempo de interação.....	119
Figura 4. 39 - Evolução das sucções no solo e no concreto do conjunto de solo saprolítico, conforme o tempo de interação.....	120
Figura 4. 40 - Níveis de sucção atingidos pelos solos dos conjuntos, indicados nas curvas características de cada solo .....	121
Figura 4. 41 – Sucção mátrica nos concretos dos conjuntos. (a) Curva característica em função de $Sr$ ; (b) Sucção em função do tempo de cura. ....	121
Figura 4. 42 - Sucção mátrica nos solos dos conjuntos. (a) Sucção em função de $Sr$ ; (b) Sucção em função do tempo de cura .....	122
Figura 4. 43 - Teor de umidade nos solos e concretos dos conjuntos ao longo do tempo .....	125
Figura 4. 44 - Sucções atuantes nos conjuntos lateríticos, em cada idade, indicadas na curva característica do solo laterítico.....	125
Figura 4. 45 - Sucções atuantes nos conjuntos saprolíticos, em cada idade, indicadas na curva característica do solo saprolítico .....	126
Figura 4. 46 - Análise comparativa do concreto fresco em interação com os solos laterítico e saprolítico.....	127
Figura 4. 47 - Detalhe da diferença entre o aspecto visual do concreto fresco sobre os solos laterítico e saprolítico.....	128
Figura 4. 48 - Curvas de tensão cisalhante <i>versus</i> deslocamento horizontal do cisalhamento direto dos conjuntos lateríticos ao longo do tempo. (a) 10 dias; (b) 14 dias; (c) 28 dias; (d) 60 dias; (e) 90 dias .....	129
Figura 4. 49 - Envoltórias de ruptura do conjunto de solo laterítico.....	130
Figura 4. 50 - Parâmetros de resistência ao cisalhamento e sucções do conjunto de solo laterítico, para todos os tempos de interação estudados.....	131
Figura 4. 51 - (a) Conjunto de solo laterítico após o cisalhamento da interface; (b) Detalhe do concreto do conjunto após o cisalhamento (60 dias de interação).....	132
Figura 4. 52 - Perda de contato entre solo e concreto e fissuras no solo (conjunto de 90 dias de interação).....	132

Figura 4. 53 - Curvas de deslocamento vertical relativo <i>versus</i> deslocamento horizontal no cisalhamento direto das amostras de solo laterítico, separadas por tensão normal aplicada. (a) 50 kPa; (b) 100 kPa; (c) 150 kPa; (d) 200 kPa .....	133
Figura 4. 54 - Tensão cisalhante na ruptura do ensaio de cisalhamento direto ao longo do tempo de cura (amostras de solo laterítico).....	135
Figura 4. 55 - Curvas de tensão cisalhante versus deslocamento horizontal do cisalhamento direto dos conjuntos saprolíticos. (a) 10 dias; (b) 14 dias; (c) 28 dias; (d) 60 dias; (e) 90 dias .....	137
Figura 4. 56 - Envoltórias de ruptura do conjunto de solo saprolítico .....	138
Figura 4. 57 - Parâmetros de resistência ao cisalhamento e sucções do conjunto de solo saprolítico, para todos os tempos de interação estudados.....	138
Figura 4. 58 - (a) Conjunto de solo saprolítico após o cisalhamento da interface; (b) Detalhe do concreto do conjunto após o cisalhamento (60 dias de interação) .....	139
Figura 4. 59 - Curvas de deslocamento vertical relativo <i>versus</i> deslocamento horizontal no cisalhamento direto das amostras de solo saprolítico, separadas por tensão normal aplicada. (a) 50 kPa; (b) 100 kPa; (c) 150 kPa; (d) 200 kPa .....	140
Figura 4. 60 - Relação entre tensão cisalhante na ruptura e sucção mátrica do solo nos conjuntos lateríticos ...	142
Figura 4. 61 - Relação entre tensão cisalhante na ruptura e sucção mátrica do solo nos conjuntos saprolíticos	142
Figura 4. 62 - Envoltória de ruptura 3D para os conjuntos lateríticos .....	143
Figura 4. 63 - Envoltória de ruptura 3D para os conjuntos saprolíticos .....	144
Figura 4. 64 - Relação entre tensão cisalhante na ruptura e $[Tensão\ normal\ (pF) + Sucção\ (pF)] / e_R$ para os conjuntos lateríticos.....	145
Figura 4. 65 - Relação entre tensão cisalhante na ruptura e $[Tensão\ normal\ (pF) + Sucção\ (pF)] / e_R$ para os conjuntos saprolíticos .....	146
Figura 4. 66 - MEV 100x; (a) Conjunto laterítico; (b) Conjunto saprolítico.....	146
Figura 4. 67 - MEV 500x; (a) Conjunto laterítico; (b) Conjunto saprolítico.....	147
Figura 4. 68 - MEV 1000x; (a) Conjunto laterítico; (b) Conjunto saprolítico.....	147
Figura 4. 69 - MEV 5000x; (a) Conjunto laterítico; (b) Conjunto saprolítico.....	147
Figura 4. 70 - MEV 10000x; (a) Conjunto laterítico; (b) Conjunto saprolítico.....	148
Figura 4. 71 - Mapeamento ( <i>Mapping</i> ) do conjunto laterítico.....	149
Figura 4. 72 - Mapeamento ( <i>Mapping</i> ) do conjunto saprolítico .....	150
Figura 4. 73 - Pontos escolhidos para análise de EDS no conjunto laterítico .....	150
Figura 4. 74 - Pontos escolhidos para análise de EDS no conjunto saprolítico.....	151
Figura 4. 75 - Análise de EDS para os pontos do conjunto laterítico .....	151
Figura 4. 76 - Análise de EDS para os pontos do conjunto saprolítico.....	151
Figura 4. 77 - pH em água destilada dos conjuntos lateríticos .....	153
Figura 4. 78 - pH em água destilada dos conjuntos saprolíticos.....	153
Figura 4. 79 - pH em KCl dos conjuntos lateríticos.....	155
Figura 4. 80 - pH em KCl dos conjuntos saprolíticos .....	155
Figura 4. 81 - Resultados de $\Delta pH$ para os conjuntos lateríticos .....	156
Figura 4. 82 - Resultados de $\Delta pH$ para os conjuntos saprolíticos.....	157



Figura 4. 83 – PCZ e pH em água destilada do solo puro e média do pH em água destilada no solo dos conjuntos aos 90 dias.....	157
Figura 4. 84 - Resultados de condutividade elétrica nos conjuntos lateríticos .....	158
Figura 4. 85 - Resultados de condutividade elétrica nos conjuntos saprolíticos.....	159
Figura 4. 86 - Granulometria dos solos do conjunto laterítico com 14 dias de interação com o concreto.....	161
Figura 4. 87 - Granulometria dos solos do conjunto laterítico com 120 dias de interação com o concreto.....	161
Figura 4. 88 - Granulometria dos solos do conjunto saprolítico com 14 dias de interação com o concreto .....	163
Figura 4. 89 - Granulometria dos solos do conjunto saprolítico com 120 dias de interação com o concreto .....	163
Figura 4. 90 - Umidade nos pontos afastados horizontalmente da estaca (profundida de coleta: 50 cm a 60 cm) .....	164
Figura 4. 91 - Umidade do solo ao longo do perfil vertical para pontos próximos (2 cm) e afastados (60 cm) da estaca após 50 dias da implantação .....	165
Figura 4. 92 - pH do solo, em água destilada e KCl, nos pontos afastados horizontalmente da estaca a uma profundidade entre 50 cm e 60 cm .....	166
Figura 4. 93 - Condutividade elétrica nos pontos afastados horizontalmente da estaca .....	167
Figura 4. 94 - Curva granulométrica do solo após a concretagem, a 2 cm e a 60 cm de distância da estaca.....	168

## LISTA DE TABELAS

Tabela 2. 1 - Perfil de alteração dos solos tropicais (Cardoso, 2002) .....	6
Tabela 2. 2 - Resultados de resistência ao cisalhamento de interfaces entre solos e materiais de construção (Potyondy, 1961 <i>apud</i> Reis, 2006).....	29
Tabela 3. 1 - Coordenadas dos pontos de coleta de solo .....	37
Tabela 3. 2 - Traço unitário do concreto.....	41
Tabela 3. 3 - Quantitativos para a produção de 1 m <sup>3</sup> de concreto.....	41
Tabela 3. 4 - Composição do cimento (CIPLAN, 2018) .....	41
Tabela 3. 5 - Características dos agregados do concreto (CONCRECON, 2018) .....	42
Tabela 3. 6 - Coordenadas das estacas executadas em campo.....	77
Tabela 4. 1 - Resultados da caracterização geotécnica dos solos .....	82
Tabela 4. 2 - Frações granulométricas dos solos.....	83
Tabela 4. 3 - Resultados da caracterização química dos solos.....	84
Tabela 4. 4 - Resumo dos minerais constituintes dos solos estudados.....	85
Tabela 4. 5 - Valores relevantes das curvas características .....	88
Tabela 4. 6 - Parâmetros de resistência ao cisalhamento dos solos estudados .....	96
Tabela 4. 7 - Análise estatística de ordem dos resultados de resistência à tração indireta do concreto.....	107
Tabela 4. 8 – Coeficiente de variação de $f_c$ e $f_{ck}$ estimado do concreto .....	108
Tabela 4. 9 - Comparação dos resultados de E experimentais e estimados.....	114
Tabela 4. 10 - Média dos valores absolutos de erros entre o $E_{ci}$ experimental e estimado, para todos os comprimentos de CP.....	115
Tabela 4. 11 - Parâmetros da curva característica do concreto .....	117
Tabela 4. 12 - Grau de saturação do solo e do concreto dos conjuntos de solo laterítico obtidos através de medição direta da umidade, ao longo do tempo de cura .....	124
Tabela 4. 13 - Grau de saturação do solo e do concreto dos conjuntos de solo saprolítico obtidos através de medição direta da umidade, ao longo do tempo de cura .....	124
Tabela 4. 14 – Variação de $\phi^b$ ao longo do tempo de cura, para cada tensão normal aplicada .....	144
Tabela 4. 15 - Distribuição granulométrica dos solos nos conjuntos lateríticos.....	162
Tabela 4. 16 - Distribuição granulométrica dos solos nos conjuntos saprolíticos .....	163
Tabela 4. 17 - Distribuição granulométrica dos solos nos ensaios de campo.....	168

## LISTA DE SÍMBOLOS E ABREVIACÕES

<b>A</b>	Parâmetro dependente da rigidez ao cisalhamento inicial da interface (Equação 2.7)
<b>a/c</b>	Relação água/cimento
<b>AB</b>	Areia Britada
<b>ABNT</b>	Associação Brasileira de Normas Técnicas
<b>ACI</b>	<i>American Concrete Institute</i>
<b>Al</b>	Alumínio
<b>Al(OH)<sub>3</sub></b>	Gibbsita
<b>AN</b>	Areia Natural
<b>ARI</b>	Alta Resistência Inicial
<b>ASTM</b>	<i>American Society for Testing and Materials</i>
<b>B</b>	Parâmetro dependente da rigidez ao cisalhamento inicial da interface (Equação 2.7)
<b>BRACAL</b>	Brasil Calcário e Areia LTDA
<b>c</b>	Coesão
<b>C-S-H</b>	Silicato de Cálcio Hidratado
<b>c'</b>	Coesão Efetiva
<b>C/</b>	Com Defloculante
<b>Ca</b>	Cálcio
<b>Ca(OH)<sub>2</sub></b>	Hidróxido de Cálcio
<b>CAA</b>	Classe de Agresividade Ambiental
<b>CAESB</b>	Companhia de Saneamento Ambiental do Distrito Federal
<b>CBR</b>	California Bearing Ratio (Índice de Suporte Califórnia)
<b>CC</b>	Curva Característica
<b>CD</b>	Consolidado Drenado
<b>CIPLAN</b>	Cimentos do Planalto S/A
<b>cm</b>	Centímetros
<b>CNC</b>	Carga normal constante
<b>CnC</b>	Comando Numérico Computadorizado
<b>CO<sub>2</sub></b>	Dióxido de Carbono
<b>CP</b>	Corpo de Prova
<b>CP V</b>	Cimento Portland 5
<b>CuK<math>\alpha</math></b>	Tubo de Cobre do Ensaio de DRX (radiação)
<b>D</b>	Diâmetro do Corpo de Prova
<b>d</b>	Deslocamento Estimado para Ruptura
<b>DF</b>	Distrito Federal
<b>DRX</b>	Difração de Raios X
<b>e</b>	Índice de Vazios
<b>E est.</b>	Módulo de Elasticidade Estimado
<b>E exp.</b>	Módulo de Elasticidade Experimental

<b>E1, E2, E3</b>	Estacas 1, 2 e 3, respectivamente
<b>E<sub>ci</sub></b>	Módulo de Elasticidade Estático do Concreto à Compressão
<b>EDS</b>	Espectroscopia por Energia Dispersiva
<b>EMBRAPA</b>	Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária
<b>e<sub>R</sub></b>	Índice de Vazios na Ruptura
<b>F</b>	Força Registrada na Ruptura
<b>f<sub>c</sub></b>	Resistência do Concreto à Compressão
<b>f<sub>ck</sub></b>	Resistência Característica do Concreto à Compressão
<b>f<sub>ct,m</sub></b>	Resistência do Concreto à Tração Média
<b>f<sub>ct,sp</sub></b>	Resistência do Concreto à Tração por Compressão Diametral
<b>Fe</b>	Ferro
<b>FISPOQ</b>	Ficha de Informação de Segurança para Produtos Químicos
<b>g</b>	Grama
<b>g/cm<sup>3</sup></b>	Grama por Centímetro Cúbico
<b>g/m<sup>2</sup></b>	Grama por Metro Quadrado
<b>GFFM</b>	Grupo de Fadiga, Fratura e Materiais (UnB)
<b>GPa</b>	Gigapascal
<b>H</b>	Hidrogênio
<b>HB9</b>	Solo Laterítico
<b>HCO<sub>3</sub></b>	Ácido Carbônico
<b>Ho</b>	Altura Inicial de Solo na Amostra
<b>i</b>	Inclinação da descontinuidade
<b>IFB</b>	Instituto Federal de Brasília
<b>IG</b>	Instituto de Geociências
<b>INT</b>	Interface
<b>JCS</b>	Coefficiente de Resistência da Descontinuidade
<b>JRC</b>	Coefficiente de Rugosidade da Descontinuidade
<b>K</b>	Potássio
<b>k</b>	Constante dependente do tipo de solo (Equação 2.6)
<b>KCl</b>	Cloreto de Cálcio
<b>kg</b>	Kilograma
<b>kg/m<sup>3</sup></b>	Kilograma por Metro Cúbico
<b>km</b>	Kilômetro
<b>kN</b>	Kilonewton
<b>kN/m<sup>3</sup></b>	Kilonewton por Metro Cúbico
<b>kPa</b>	Kilopascal
<b>l</b>	Litro
<b>l</b>	Comprimento do Corpo de Prova
<b>l/s.m<sup>2</sup></b>	Litro por Segundo vezes Metro ao Quadrado
<b>LAT</b>	Laterítico

<b>LEM</b>	Laboratório de Ensaaios de Materiais (UnB)
<b>m<sup>3</sup></b>	Metro Cúbico
<b>MEAS</b>	Massa Específica Aparente Seca
<b>MEV</b>	Microscopia Eletrônica de Varredura
<b>min</b>	Minuto
<b>mm</b>	Milímetro
<b>mm/min</b>	Milímetro por minuto
<b>mol l<sup>-1</sup></b>	Mol por Litro
<b>MPa</b>	Megapascal
<b>N</b>	Newton
<b>n</b>	Porosidade
<b>Na</b>	Sódio
<b>NBR</b>	Norma Brasileira
<b>nm</b>	Nanômetro
<b>NS</b>	Norte-Sul
<b>°</b>	Graus
<b>OAE</b>	Obra de Arte Especial
<b>°C</b>	Graus Celsius
<b>OH<sup>-</sup></b>	Hidroxila
<b>PCZ</b>	Ponto de Carga Zero
<b>PECC</b>	Programa de Pós-Graduação em Estruturas e Construção Civil (UnB)
<b>pF</b>	Logarítimo da Sucção em Centímetros de Coluna d'Água
<b>pH</b>	Potencial Hidrogeniônico
<b>pH<sub>H2O</sub></b>	pH em Água Destilada
<b>pH<sub>KCl</sub></b>	pH em KCl
<b>PPGG</b>	Programa de Pós-Graduação em Geotecnia (UnB)
<b>ppm</b>	Parte por Milhão
<b>PVC</b>	Policloreto de Vinila
<b>R<sup>2</sup></b>	Coefficiente de Determinação
<b>RCD</b>	Reciclado de Construção e Demolição
<b>RNS</b>	Rigidez normal constante
<b>rpm</b>	Rotações por Minuto
<b>s</b>	Deslocamento horizontal
<b>S/</b>	Sem Defloculante
<b>s<sub>0</sub></b>	Deslocamento horizontal na ruptura
<b>SAD</b>	<i>South American Datum</i>
<b>SAP</b>	Saprolítico
<b>SF4</b>	Solo Saprolítico
<b>SG-12</b>	Edifício Serviços Gerais 12
<b>Si</b>	Silício

<b>Si(OH)<sub>4</sub></b>	Ácido Ortosilícico
<b>Si<sub>2</sub>Al<sub>2</sub>O<sub>5</sub>(OH)<sub>4</sub></b>	Caulinita
<b>SiO<sub>2</sub></b>	Quartzo
<b>Sr</b>	Grau de Saturação
<b>t<sub>100</sub></b>	Tempo Requerido para Ocorrer 100% do Adensamento
<b>t<sub>f</sub></b>	Tempo Requerido para Ruptura
<b>TFSA</b>	Terra Fina Seca ao Ar
<b>TTN</b>	Trevo de Triagem Norte
<b>u<sub>a</sub></b>	Poropressão da Fase Ar
<b>UnB</b>	Universidade de Brasília
<b>UR</b>	Umidade Relativa
<b>u<sub>w</sub></b>	Poropressão da Água
<b>v<sub>f</sub></b>	Velocidade do Cisalhamento
<b>v<sub>r</sub></b>	Coefficiente de variação
<b>w</b>	Umidade Gravimétrica
<b>WGS</b>	<i>World Geodetic System</i>
<b>w<sub>h</sub></b>	Umidade Higroscópica
<b>w<sub>l</sub></b>	Limite de Liquidez
<b>w<sub>n</sub></b>	Umidade Natural
<b>w<sub>p</sub></b>	Limite de Plasticidade
<b>σ</b>	Tensão Total
<b>τ</b>	Tensão Cisalhante
<b>φ'</b>	Ângulo de Atrito Interno Referente à Variável de Tensão Normal
<b>(σ - u<sub>a</sub>)</b>	Tensão Líquida
<b>φ<sup>b</sup></b>	Ângulo Referente ao Incremento da Resistência ao Cisalhamento Devido à Sucção Mátrica
<b>(u<sub>a</sub> - u<sub>w</sub>)</b>	Sucção Mátrica
<b>#</b>	Número
<b>a</b>	Aderência
<b>Å</b>	Ångström
<b>γ<sub>d</sub></b>	Peso Específico Seco
<b>γ<sub>o</sub></b>	Peso Específico Natural
<b>δ</b>	Ângulo de Atrito Entre Estaca e Solo
<b>ΔH</b>	Deslocamento Vertical
<b>ΔH/H<sub>o</sub></b>	Deslocamento Vertical Relativo
<b>ΔL</b>	Deslocamento Horizontal
<b>ΔpH</b>	Delta pH
<b>θ</b>	Teor de Umidade Volumétrico
<b>μm</b>	Micrômetro
<b>μS/cm</b>	Microsiemens por Centímetro
<b>π</b>	Sucção Osmótica

$\rho_s$	Massa Específica dos Sólidos
$\sigma$	Tensão Normal
$\sigma_a$	Tensão Patamar Mínima no Ensaio de Módulo de Elasticidade
$\sigma_h$	Tensão Horizontal Contra a Superfície Lateral da Estaca
$\tau$	Tensão Cisalhante na Ruptura
$\tau_{l,ult}$	Atrito Lateral Unitário
$\phi$	Ângulo de Atrito
$\phi_{ba}$	Ângulo de Atrito Básico
$\Psi$	Sucção Mátrica do Solo
$\psi$	Sucção Total
$\Psi$	Sucção Total

## 1. INTRODUÇÃO

O contato entre solo e concreto é comum em diversas obras de engenharia geotécnica, especialmente no caso de fundações e contenções. Entre as características relevantes desta interface, destacam-se a resistência ao cisalhamento – propriedade importante na determinação da capacidade de carga das fundações – e aspectos físicos e químicos – como a sucção e o pH – uma vez que, comparando-se os dois materiais, tais propriedades são distintas e a interação entre eles pode propiciar mudanças significativas sobre as mesmas. Igualmente relevantes são as tensões oriundas do maciço que atuam na estrutura de fundação intervindo diretamente na resistência ao cisalhamento entre o solo e o elemento estrutural de fundação. Fatores como a geometria e a condição de saturação na qual o maciço se encontra intervêm na distribuição e intensidade destas tensões. A maioria destes fatores que intervêm na interação solo-estrutura de fundação, entretanto, são considerados somente de forma indireta e nem sempre com a eficácia desejável. Esta dissertação busca, portanto, aprofundar os estudos e análises em alguns dos aspectos considerados relevantes: a influência do tipo de solo e da sucção na interação solo-estrutura de fundação, assim como a variação desta sucção ao longo do tempo.

Os projetos de fundações são norteados, essencialmente, pela topografia da área, dados geológicos e geotécnicos do subsolo, existência de construções nas proximidades e características da estrutura que se pretende construir. Tais projetos devem conferir à obra segurança e economia, observando-se as deformações aceitáveis sob as condições de trabalho e a segurança adequada quanto ao comportamento do solo de fundação e dos elementos estruturais (Velloso e Lopes, 2010). Levando-se em conta as incertezas relacionadas à prática geotécnica, acumuladas desde a limitada e/ou ineficiente investigação do subsolo até a execução das estruturas, é de extrema importância a adoção de fatores de segurança, análises estatísticas mais amplas e a verificação do comportamento previsto durante a fase de projeto. Para o caso de fundações profundas, enquanto as definições paramétricas prévias se fundamentam quase sempre em ensaios de campo, muitas vezes com limitações, esta verificação é geralmente feita a partir de provas de carga. Estas são ensaios que consistem em aplicar cargas estáticas ou dinâmicas nos elementos estruturais de fundação e avaliar o desempenho dos mesmos. Como não existe, geralmente, grande rigor no intervalo de tempo decorrido entre a concretagem do elemento estrutural de fundação e a realização das provas de carga, este será um dos aspectos relevantes a serem avaliados nesta dissertação.



Recentemente, em pesquisa realizada na Universidade de Brasília, Lima (2018) constatou que a variação da sucção no concreto devida à idade de cura do mesmo pode influenciar na análise da capacidade de carga das fundações, especialmente quando as provas de carga são realizadas em estacas situadas em perfis de solos não saturados. Verificou-se, ainda, que as sucções do concreto da estaca e do solo circundante de fundação são inicialmente distintas, o que significa que o equilíbrio na interface solo-concreto, em termos de sucção, é atingido somente a médio/longo prazo. Tal fato pode provocar mudanças no resultado do ensaio e falhas na avaliação do comportamento e do desempenho do elemento estrutural de fundação.

Ainda na mesma pesquisa, Lima (2018) relacionou a sucção mátrica do concreto com algumas propriedades mecânicas deste material, como a resistência à tração e o módulo de elasticidade, chegando à conclusão que a sucção mátrica tem influência sobre os atributos citados. Esta é uma observação importante uma vez que, na literatura acerca do concreto, geralmente se considera somente a sucção total em termos de umidade relativa (UR). Além disso, estes resultados de sucção total, na maioria dos casos, são utilizados para caracterizar o material quanto à retenção de água ou correlacionados às propriedades de transporte de água e soluções (Salomão, 2016; ASTM, 2015; Carter *et al.*, 2003), não sendo comum relacioná-los às propriedades mecânicas.

## **1.1 MOTIVAÇÃO DA PESQUISA**

A NBR 12131 (ABNT, 2006) e a NBR 13208 (ABNT, 2007) – normas brasileiras que descrevem os métodos de ensaio para realização de provas de carga estáticas e dinâmicas em estacas, respectivamente – estabelecem como prazo mínimo, entre a execução da estaca e o ensaio de prova de carga, três dias para solos de fundação não coesivos e dez dias para solos coesivos, no caso dos ensaios estáticos, e sete dias, sem distinção quanto ao tipo de solo, para os ensaios dinâmicos. Portanto, o concreto constituinte da estaca geralmente se encontra com cura intermediária quando do ensaio, ainda exibindo variação na sucção ao longo do tempo. Ademais, a sucção do solo e do concreto somente se equilibrarão em médio/longo prazo (Lima, 2018; Mascarenha, 2003) e tal processo dependerá do tipo de solo e de concreto em questão. No caso de estacas pré-moldadas de concreto, embora a sucção no concreto já se encontre, geralmente, próxima à estabilização, o equilíbrio de sucção entre o solo não saturado e o concreto também levará um certo tempo, podendo intervir nos resultados a serem obtidos.

Destaca-se, ainda, que segundo os resultados de cisalhamento direto entre metal e solo obtidos por Guimarães (2002), pode-se entender que ocorre certa influência da sucção na interação solo-estrutura de fundação metálica. Como mencionado anteriormente, tais fatos podem levar a falhas na avaliação do comportamento da fundação. Assim, justifica-se a realização de ensaios – com diferentes tipos de solo – sobre a evolução das sucções em ambos os materiais – concreto e solo – ao longo do tempo, quando estes estão em contato, bem como sobre as consequências de tal comportamento na resistência ao cisalhamento da interface.

Complementarmente, expõe-se a necessidade de avaliar como se dá a mudança nas propriedades físico-químicas destes materiais – pH e condutividade elétrica, por exemplo – quando os mesmos estão interagindo entre si. Sabe-se que tais propriedades influenciam no comportamento do solo (Camapum de Carvalho *et al.*, 2015) e podem ser importantes no tocante às patologias do concreto (Mehta & Monteiro, 2008) e do próprio solo, em especial quando este se encontra em estado profundamente intemperizado.

Além disso, cita-se a escassez de informações na literatura sobre a curva de retenção de água de concretos determinada a partir de métodos menos custosos como o do papel filtro e se considerando a sucção mátrica (Vilasboas *et al.*, 2016). Como referido previamente, mesmo quando tais informações estão disponíveis, estas são relacionadas com aspectos hidráulicos do concreto, como a permeabilidade e o transporte de soluções. Logo, justifica-se o estudo da determinação da curva de retenção do concreto a partir do método empregado nesta dissertação (papel filtro) e da influência da sucção mátrica na resistência deste material.

## **1.2 OBJETIVOS DA DISSERTAÇÃO**

### **1.2.1 Objetivo geral**

Esta dissertação visa estudar, experimentalmente, interfaces entre solos tropicais não saturados e um concreto utilizado em elementos estruturais de fundação do tipo hélice contínua com a finalidade de se avaliar as possíveis consequências da dinâmica temporal da interação entre estes materiais para os ensaios de campo e projeto.

### **1.2.2 Objetivos específicos**

Para cumprir o objetivo geral da dissertação, foram traçados os seguintes objetivos específicos a serem avaliados em condições de laboratório:

- Avaliar as variações de sucção mátrica nos materiais constituintes das interfaces ao longo do tempo de interação;
- Determinar a resistência ao cisalhamento das interfaces para vários tempos de interação, a partir de ensaios de cisalhamento direto sob carga normal constante (CNC), e avaliar o efeito da não saturação sobre tal resistência;
- Estudar as variações nas propriedades físicas e químicas dos materiais que constituem as interfaces ao longo do tempo de interação;
- Determinar as propriedades físicas, químicas e mineralógicas dos solos não submetidos à interação com o concreto de modo a que se possa melhor avaliar as consequências da interação solo-concreto ao longo do tempo;
- Determinar a sucção no concreto ao longo do tempo, assim como sua curva característica, a partir do método do papel filtro;
- Avaliar o uso de corpos de prova de concreto com diferentes relações comprimento/diâmetro na determinação da resistência à tração indireta deste material objetivando tornar essa técnica de ensaio mais prática na avaliação estimativa do módulo de elasticidade;
- Estimar o módulo de elasticidade à compressão do concreto a partir de correlações com os resultados de resistência à tração por compressão diametral e compará-lo a resultados experimentais padrão.

Adicionalmente, o seguinte objetivo específico foi estipulado para avaliação em condições de campo:

- Analisar variações em propriedades físicas e químicas de um solo laterítico que circunda um elemento representativo do topo de uma estaca concretado em campo.

### **1.3 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO**

Esta dissertação é dividida em cinco capítulos, descritos seguir:

- Introdução (Capítulo 1): apresenta-se e contextualiza-se o tema da dissertação. São expostas as justificativas para o estudo desenvolvido, o objetivo geral, os objetivos específicos e a estrutura do texto;
- Revisão Bibliográfica (Capítulo 2): expõem-se informações contidas na literatura acerca dos temas abordados, subsidiando teoricamente as análises conseguintes. Compreende referências sobre o perfil de intemperismo nos solos tropicais e os processos de alteração, sobre o concreto quanto à sua microestrutura e propriedades mecânicas, sobre a sucção nos solos e no concreto e seu efeito nestes materiais e, finalmente, sobre a resistência da interface solo-concreto;
- Materiais e Métodos (Capítulo 3): apresentam-se os solos e os componentes do concreto estudados. Também se exhibe a metodologia empregada nos ensaios realizados, separando-a em procedimentos para o solo, concreto, conjunto solo-concreto e ensaios de campo;
- Resultados (Capítulo 4): apresentam-se os resultados e discussões, dividindo-os da mesma maneira que foi proposta no Capítulo 3 (solo, concreto, conjunto solo-concreto e ensaios de campo);
- Conclusões (Capítulo 5): exibem-se as conclusões advindas do estudo realizado, assim como sugestões para pesquisas futuras.

## 2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Este capítulo exhibe a fundamentação teórica na qual se baseou esta pesquisa. Apresenta-se aspectos sobre o perfil de intemperismo nos solos tropicais, detalhando os processos de alteração e as características dos dois tipos de solo estudados. Expõe-se, ainda, informações sobre o concreto, incluindo tópicos a respeito de sua composição, microestrutura, resistência e módulo de elasticidade. Ademais, aborda-se a sucção, tanto no solo quanto no concreto, e os meios empregados para defini-la, assim como questões relacionadas à resistência na interface solo-concreto.

### 2.1 PERFIL DE INTEMPERISMO NOS SOLOS TROPICAIS

Os perfis de solo nas regiões tropicais do planeta apresentam-se divididos, na maioria das vezes, em horizontes relativamente paralelos à superfície. Cardoso (2002), com base nos estudos de Pastore (1995), Martins (2000) e no Sistema Brasileiro de Classificação dos Solos (Embrapa, 1999), apresenta uma classificação de sete horizontes subdivididos em doze sub-horizontes (Tabela 2.1), cada um descrevendo características distintas no tocante à mineralogia, química e geotecnia. Ressalta-se que estes horizontes têm espessura variável e, geralmente, não é possível observar a presença de todos eles ao longo do perfil. Segundo Butt & Zeegers (1992), Salomão & Antunes (1998) e Pastore (1998), citados por Cardoso (2002), as principais características de cada uma destas divisões são as seguintes:

Tabela 2. 1 - Perfil de alteração dos solos tropicais (Cardoso, 2002)

<b>Horizontes</b>	<b>Sub-horizontes</b>
Horizonte <u>O</u>	
Horizonte <u>A</u>	
Horizonte <u>B</u>	
	Cascalho laterítico
Horizonte ferruginoso	Couraça ferruginosa Carapaça Zona mosqueada
	Saprólito fino ou argiloso (solo saprolítico)
Horizonte saprolítico	Saprólito ou saprolito grosso Rocha muito alterada
Rocha alterada	
Rocha sã	

- Horizonte O: horizonte orgânico superficial constituído por detritos vegetais e substâncias húmicas acumuladas na superfície, em ambientes onde não há impedimento de drenagem. O mínimo de matéria orgânica é 20%;
- Horizonte A: horizonte mineral superficial, ou subjacente ao Horizonte O, que apresenta maior atividade biológica e incorporação de matéria orgânica mineralizada. Este horizonte pode variar em suas características a depender das condições de formação e do teor de matéria orgânica;
- Horizonte B: horizonte mineral subsuperficial, localizado abaixo do Horizonte A. Resulta de transformações relativamente acentuadas do material originário, minerais migrados de outros horizontes e/ou ganho de constituintes orgânicos.
- Horizonte ferruginoso: contempla um ou mais sub-horizontes, diferenciados pelo grau de endurecimento de feições pedológicas resultantes do enriquecimento de óxi-hidróxidos de ferro (Fe) e, subsidiariamente, alumínio (Al). Os sub-horizontes são:
  - Cascalho laterítico: horizonte formado pela degradação de outros horizontes ferruginosos, enriquecidos em feições pedológicas endurecidas e soltas;
  - Couraça ferruginosa: enriquecido em óxi-hidróxidos de Fe e Al, comumente na forma de feições endurecidas (nódulos, incrustações, concreções). Constitui um horizonte de acumulação de Fe e Al;
  - Carapaça: transicional entre a couraça e a zona mosqueada, logo suas características físicas e químicas são intermediárias entre estes horizontes. Os nódulos apresentam-se em diferentes graus de endurecimento;
  - Zona mosqueada: horizonte com presença de óxi-hidróxidos de Fe, através de floculação de colóides avermelhados no interior de uma matriz típica do horizonte saprolítico. É um horizonte mal drenado e pode ser considerado o intermediário entre o horizonte saprolítico e os superiores;
- Horizonte saprolito: também apresenta subdivisões. Neste horizonte ocorrem processos de lixiviação, com retirada de sílica do sistema, produto da hidrólise de silicatos, e geração de argilominerais. O Fe é movido para outros horizontes ou carregado do perfil, resultando em um aspecto pálido;
  - Saprólito fino (ou solo saprolítico): solo residual cuja principal característica é manter a estrutura reliquiar da rocha de origem, assim como eventuais

descontinuidades, tais como falhas e juntas. A sua espessura e granulometria são variáveis que dependem da posição no relevo e da rocha de origem;

- Saprólito grosso (ou saprólito): transição entre o maciço de solo e o maciço rochoso. É formado por rochas em diferentes estágios de alteração, envolvidas por solo saprolítico. Tem comportamento geotécnico muito variável devido à sua heterogeneidade;
- Rocha muito alterada: é o topo do maciço rochoso, sendo que a rocha é, geralmente, composta por minerais em avançado processo de alteração. Isso implica em resistência reduzida quando comparada à rocha sã. Salienta-se que a alteração é mais intensa ao longo de juntas e fraturas do maciço;
- Horizonte de rocha alterada: rocha com minerais no início do processo de alteração, com resistência muito superior ao sub-horizonte de rocha muito alterada;
- Horizonte de rocha sã: composto predominantemente por rocha sã, na qual os minerais apresentam brilho, sem sinais evidentes de alteração.

Uma vez apresentado o perfil típico de intemperismo dos solos nas regiões tropicais, o item a seguir aborda os principais agentes atuantes nestes processos de desintegração e decomposição das rochas.

### **2.1.1 Principais processos de intemperismo nos solos tropicais**

O intemperismo é um processo geológico natural no qual alguns agentes atuam sobre a rocha, transformando-a em solo. Camapum de Carvalho *et al.* (2015) citam que, em geral, divide-se tais processos em químicos (hidrólise, hidratação, oxidação, carbonatação, quelação, troca de bases), físicos (desagregação, expansão por alívio de tensão, crescimento de cristais estranhos à rocha, expansão térmica) e biológicos (ação de organismos).

Nas regiões intertropicais do planeta, devido à abundância de água proveniente de precipitações e à maior incidência solar, alguns processos são mais relevantes do que outros. Segundo os autores citados no parágrafo anterior, essa maior disponibilidade de água possibilita sua percolação de maneira mais intensa e profunda, além de promover em maior grau as reações químicas de hidrólise e hidratação. A maior incidência solar, por sua vez, disponibiliza energia adicional para o aquecimento da superfície das rochas e para as reações químicas endotérmicas. Além disso, o gradiente de temperatura ocorrente em um único dia

pode ser maior do que 10 °C, proporcionando ciclos intensos de expansão e contração volumétrica.

Também se salienta os efeitos provenientes dos compostos orgânicos. Segundo Melfi & Pedro (1978), as soluções que percolam nos solos tropicais apresentam carga de CO<sub>2</sub>, devido à rápida degradação da matéria orgânica, o que as faz ter pH levemente ácido. Ademais, a quelação é justamente a entrada de um íon metálico na estrutura de um composto orgânico.

Frente aos conceitos abordados, nos itens a seguir, descrever-se-á, brevemente, os processos de hidrólise, hidratação, expansão térmica e quelação.

### **2.1.1.1 Hidrólise**

Trata-se do mecanismo essencial de alteração superficial das rochas situadas em climas tropicais (Melfi & Pedro, 1977) que atua sobre a estrutura dos silicatos, minerais mais abundantes da crosta terrestre. Logo, pode ser considerado um dos principais atores do intemperismo (Camapum de Carvalho *et al.*, 2015).

Segundo Cardoso (2002), a hidrólise consiste em uma reação química que se dá pela quebra da ligação entre os íons dos minerais pela ação dos íons H<sup>+</sup> e OH<sup>-</sup> da água. Estes últimos, juntamente com cátions dos minerais (Na<sup>+</sup>, K<sup>+</sup>, Ca<sup>2+</sup>) e ácido silícico, são transferidos para a solução, podendo formar produtos secundários. De acordo com o mesmo autor, o CO<sub>2</sub> presente na solução sob a forma de ácido carbônico (HCO<sub>3</sub><sup>-</sup>) facilita a hidrólise, o que pode ser visualizado na reação abaixo:



**Caulinita**

**Gibbsita**

Pedro (1966 *apud* Cardoso, 2002), menciona que a hidrólise pode ser total ou parcial, a depender das condições termodinâmicas atuantes. A hidrólise total se caracteriza pela eliminação completa da sílica e bases, enquanto o Al(OH)<sub>3</sub> se acumula em forma de hidróxidos de alumínio (gibbsita). A hidrólise parcial se dá quando somente parte da sílica reage com o alumínio, podendo ser formados argilominerais do tipo 1:1 (monossilicização) ou 2:1 (bissilicização).



### **2.1.1.2 Hidratação**

Segundo Camapum de Carvalho *et al.* (2015), a hidratação é uma reação que contempla a entrada de uma molécula de água na estrutura mineral. Tal fenômeno altera o tamanho do mineral e, conseqüentemente, induz à elevadas tensões de expansão que levam ao fraturamento e desagregação da rocha.

### **2.1.1.3 Expansão térmica**

Sabe-se que mudanças de temperatura conduzem à uma variação volumétrica nos corpos. Segundo Camapum de Carvalho *et al.* (2015), as rochas são compostas por diferentes minerais, os quais possuem diferentes propriedades quanto à quantidade e à velocidade da variação volumétrica. Logo, surgem tensões internas diferenciais que findam em quebra e separação das partículas. Analisando este fenômeno para além das fraturas imediatas, o ciclo de expansão e contração pode levar a rocha à fadiga, resultando em fratura e desagregação da superfície rochosa.

### **2.1.1.4 Quelação**

Pedro (1966), referenciado por Cardoso (2002), elenca a quelação, juntamente com a hidrólise, como os principais agentes de intemperismo químico nos solos brasileiros. A reação da quelação é definida pela entrada de um íon metálico (principalmente alumínio e ferro-férrico) na estrutura de um composto orgânico, e pode ser exemplificada pela retirada de cátions metálicos do mineral por raízes de uma planta (Camapum de Carvalho *et al.*, 2015). Essa mudança de composição química desestrutura as moléculas e causa alteração da rocha.

A quelação, assim como a hidrólise, pode ser total ou parcial. Na quelação total, todas as bases e o alumínio são retirados dos minerais, resultando em um material residual silicoso. Na quelação parcial, tem-se uma retirada incompleta do alumínio e das bases e, pela redistribuição do Al no perfil, formam-se argilominerais 2:1 (aluminossilicização) (Cardoso, 2002).

### 2.1.2 Efeito do pH na alteração dos solos tropicais

Como mencionado no item acerca da hidrólise, a rápida degradação da matéria orgânica nas regiões tropicais propicia um pH levemente ácido à solução que percola pelo solo, com valores, tipicamente, entre 5,5 a 6,0 (Melfi & Pedro, 1978). Segundo Cardoso (2002), este pH é um parâmetro importante para a alteração, já que o mesmo controla o comportamento dos principais elementos que constituem o solo (alumínio, silício, ferro, alcalinos e alcalino-terrosos).

Nesta faixa de pH, o alumínio e o ferro são quase insolúveis, acumulando-se como óxidos e hidróxidos. Os metais alcalinos e alcalinos-terrosos, majoritariamente, são lixiviados. Cabe destacar que a sílica também é mobilizada, mas a uma taxa menor do que os alcalinos (Manson & Moore, 1982; Krauskopf & Bird, 1995; Jollivet, 2004). A Figura 2.1 ilustra a solubilidade em função do pH para alguns dos componentes do solo.

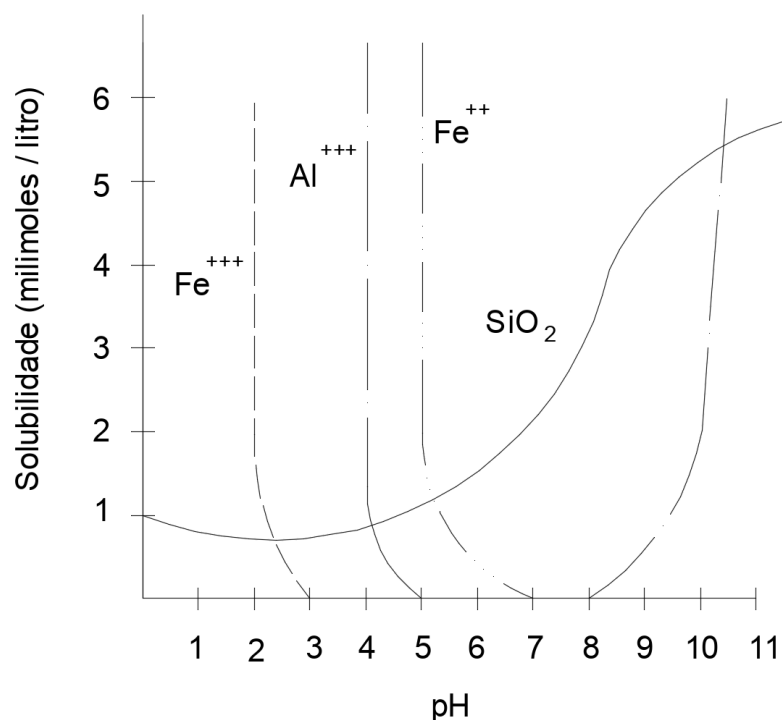


Figura 2. 1 - Solubilidade do Fe, Al e Si em função do pH da solução (modificado de Krauskopf & Bird, 1995)

Frente ao exposto, percebe-se que o pH afeta desde mecanismos pedogênicos (Fritz & Tardy, 1976) até cimentações existentes entre as partículas (de Brito Galvão & Shulze, 1996). Isso porque, principalmente nos solos lateríticos, os óxidos e hidróxidos de alumínio e ferro são em grande parte responsáveis pela estrutura agregada e macroporos dos mesmos, sendo

responsáveis quimicamente pela floculação e cimentação das partículas (Camapum de Carvalho et al., 1996; Cardoso, 2002).

### **2.1.3 Solos lateríticos**

Os solos lateríticos advêm do processo pedogenético que ocorre quando o pH superficial está na faixa de aproximadamente 4,5 a 7,0. Isso causa lixiviação do silício na forma de  $\text{Si(OH)}_4$  e, concomitantemente, a precipitação de alumínio e ferro férrico na forma  $\text{M(OH)}_3$  (Camapum de Carvalho et al., 2015).

A alitização, que consiste na eliminação total da sílica e formação de óxi-hidróxidos de ferro e alumínio, é o processo típico para formação dos solos profundamente intemperizados do Cerrado brasileiro (Cardoso et al. 1998, apud Camapum de Carvalho et al., 2015). Além de tais óxi-hidróxidos, os minerais mais frequentes são aqueles pertencentes ao grupo da caulinita, e o quartzo, esse geralmente como mineral primário devido à dificuldade de ser intemperizado, salientando-se que se encontra em fase de estudo a cristalização do quartzo a partir da própria intemperização que dá origem aos solos tropicais (Ferreira Senaha, 2019). Como consequência dessa composição, características físicas peculiares podem ser citadas, como uma possível distribuição bimodal dos poros, a sensibilidade de agregações à umidade e permeabilidade mais elevada que aquela que seria estimada a partir da distribuição granulométrica com o uso de defloculante (Camapum de Carvalho et al., 2015).

### **2.1.4 Solos saprolíticos**

Os solos saprolíticos derivam do processo de decomposição e/ou desagregação in situ da rocha, mas mantendo a estrutura da mesma ocorrendo nas camadas menos intemperizadas.

Ademais, as agregações presentes no solo lateríticos cedem lugar a pacotes de argilominerais. Os aspectos físicos destes solos são muito dependentes da rocha de origem e do tipo de intemperismo que esta sofreu (Camapum de Carvalho et al., 2015). Outro fator importante é a atitude das camadas de solo saprolítico, uma vez que esta inclinação afeta relevantemente a capacidade de carga de fundações assentes nestes solos (Camapum de Carvalho & Cunha, 1996).

## 2.2 CONCRETO

Segundo a ASTM C125 (2005) e o ACI *Committee* 116R (2002), citados por Mehta & Monteiro (2008), o concreto é um material compósito que consiste em um meio aglomerante no qual estão aglutinadas partículas ou fragmentos de agregado. No concreto de cimento Portland (utilizado nesta pesquisa), o aglomerante é a mistura de cimento hidráulico com água. A seguir, descreve-se brevemente cada um de seus componentes, segundo os mesmos autores.

Os agregados consistem em materiais granulares que são utilizados com um meio cimentício para produzir concreto. Eles podem ser areia, pedregulho, pedrisco, rocha britada, escória de alto-forno ou resíduos de construção e demolição, por exemplo. É usual dividi-los em agregados graúdos ( $> 4,75$  mm) e miúdos (entre 4,75 mm e 0,075 mm).

O cimento é um material seco e finamente pulverizado, que desenvolve propriedade aglomerante como resultado da hidratação, ou seja, das reações químicas dos minerais que o compõem com a água. O cimento mais amplamente utilizado para a produção de concreto é o cimento Portland, composto por silicatos reativos de cálcio. Estes, quando hidratados, são os principais responsáveis pelas características adesivas do concreto e são estáveis em ambiente aquoso, por isso o cimento Portland é classificado como um cimento hidráulico.

Os autores citados ainda definem os materiais designados de aditivos e adições, imprescindíveis para diversos traços de concreto utilizados atualmente. Estes aditivos e adições são materiais que não os agregados, cimento e água, e são adicionados ao concreto imediatamente antes ou durante a mistura. Os aditivos químicos podem, por exemplo, modificar a pega e o endurecimento da pasta, influenciando na hidratação do cimento, ou ainda plastificar o concreto fresco pela redução da tensão superficial da água (aditivos redutores de água). Adições minerais, como por exemplo as pozolanas, podem reduzir a fissuração por tensões térmicas no concreto.

### 2.2.1 Microestrutura

Segundo Mehta & Monteiro (2008), as relações microestrutura-propriedades são o foco dos estudos atuais sobre os materiais. Por conta de sua composição, o concreto apresenta microestrutura muito complexa e heterogênea. Os itens a seguir descrevem, sucintamente, as três constituintes da microestrutura do concreto (agregado, pasta de cimento hidratada e zona de transição na interface entre a pasta de cimento e o agregado).

### ***2.2.1.1 Fase agregado***

Esta fase é a principal responsável pela massa unitária e o módulo de elasticidade do concreto, sendo que essas propriedades dependem, majoritariamente, da densidade e da resistência do agregado (Mehta & Monteiro, 2008). Segundo os autores, as características químicas e mineralógicas do agregado são menos importantes do que as físicas, como o volume, tamanho e distribuição de poros.

Ainda que mais resistentes do que as outras fases do concreto, os agregados, geralmente, não exercem influência direta na resistência do concreto normal. Entretanto, a dimensão e a forma dos agregados graúdos podem afetar indiretamente a resistência, uma vez que partículas grandes, alongadas e achatadas propiciam acúmulo de filme d'água na superfície dos mesmos, enfraquecendo a zona de transição na interface pasta-agregado. Este fenômeno é chamado de exsudação (Neville, 1997).

### ***2.2.1.2 Pasta de cimento hidratada***

A pasta de cimento hidratada pode ser dividida entre parte sólida, vazios e água. Os principais componentes de cada parte são descritos a seguir, de acordo com Mehta & Monteiro (2008):

- **Sólidos da pasta de cimento hidratada**
  - Silicato de cálcio hidratado: abreviada como C-S-H, esta fase compõe de 50% a 60% do volume de sólidos na pasta completamente hidratada, e por isso é determinante nas propriedades da mesma. Não é um composto bem definido porque a relação entre cálcio e silício, o conteúdo de água estrutural e sua morfologia são variáveis. Segundo o modelo de Powers-Brunauer, a resistência do material é atribuída, principalmente, às forças de van der Waals.
  - Hidróxido de cálcio: estes cristais representam de 20% a 25% do volume de sólidos na pasta de cimento hidratada e possuem estequiometria definida,  $\text{Ca(OH)}_2$ . Comparado ao C-S-H, sua contribuição à resistência do concreto é limitada devido à área superficial consideravelmente menor.
  - Sulfoaluminatos de cálcio: representam de 15% a 20% do volume sólido da pasta e têm papel secundário na relação microestrutura-propriedades. Nos estágios iniciais de hidratação ocorre a formação da etringita (trissulfato

hidratado), que pode se transformar em monossulfato hidratado. Este último torna o concreto vulnerável à ataques por sulfato.

- Grãos de clínquer não hidratados: a depender da distribuição do tamanho das partículas do cimento e do grau de hidratação, alguns grãos de clínquer não hidratados podem ser encontrados, ainda que a hidratação já tenha ocorrido. Em idades avançadas, pela falta de espaço, a hidratação in situ das partículas de clínquer resulta em produto de hidratação denso.

- **Vazios na pasta de cimento hidratada**

- Espaço interlamelar no C-S-H: segundo Feldman e Sereda (1970, *apud* Mehta & Monteiro, 2008), sugerem que a largura destes espaços varia entre 5 Å a 25 Å, sendo muito pequenos para ter efeito adverso na resistência do concreto. Ressalta-se que, sob certas condições, a retirada de água destes vazios pode contribuir para os processos de retração por secagem e fluência.
- Vazios capilares: são os espaços não ocupados pelo cimento ou pelos produtos de hidratação e, na área de materiais de concreto, são considerados como a porosidade. Eles podem variar de 10 nm a 5 µm, dependendo da relação água cimento e do grau de hidratação. Vazios menores do que 50 nm são chamados de microporos e os maiores, macroporos. Os primeiros têm influência na retração por secagem e na fluência, enquanto os últimos afetam a resistência e a permeabilidade do concreto.
- Ar incorporado: geralmente são esféricos e resultam do aprisionamento de ar na pasta de cimento durante a mistura do concreto, mas também podem ser intencionalmente incorporados. No primeiro caso chegam a 3 mm e, no segundo, variam entre 50 e 200 µm. Logo, estes são muito maiores dos que aqueles descritos anteriormente, podendo afetar negativamente a resistência.

- **Água na pasta de cimento hidratada**

- Água capilar: define-se como a água que está nos vazios maiores do que 50 Å e que representa o volume de água livre da influência das forças de atração exercidas pela superfície sólida. É dividida entre água livre (vazios maiores que 50 nm) – sua retirada não causa retração – e água retida por tensão capilar (vazios entre 5 e 50 nm), cuja retirada pode causar retração.
- Água adsorvida: água adsorvida na superfície dos sólidos na pasta de cimento agregada. Sugere-se que até seis camadas moleculares de água podem ser

fisicamente retidas. Entretanto, devido à relação inversamente proporcional entre distância e atração, esta água adsorvida ainda pode ser retirada do sistema a 30% de umidade relativa, tornando-se responsável pela retração da pasta de cimento hidratada.

- Água interlamelar: água associada à estrutura do C-S-H, fortemente retida por pontes de hidrogênio. Quando submetida à forte secagem (abaixo de 11% de umidade relativa), é perdida e a estrutura do C-S-H retrai consideravelmente.
- Água quimicamente combinada: integra parte da microestrutura de vários produtos de hidratação do cimento e só é liberada quando os hidratos se decompõem por aquecimento.

### ***2.2.1.3 Zona de transição no concreto***

Ainda que composta pelos mesmos materiais da pasta de cimento hidratada, a microestrutura e as propriedades da zona de transição na interface entre partículas maiores de agregado e a pasta de cimento hidratada diferem entre si (Mehta & Monteiro, 2008). A seguir, são descritos os processos de formação desta zona de transição, aspectos relacionados à resistência da mesma e como ela afeta as propriedades do concreto.

- **Desenvolvimento da zona de transição**

Primeiramente, segundo Maso (1996), citado por Mehta & Monteiro (2008), os filmes d'água formados ao redor dos agregados maiores (exsudação) contribuem para uma maior relação água/cimento nesta região. Em sequência, assim como na matriz da pasta de cimento hidratada, os diversos compostos se combinam para produzir etringita e hidróxidos de cálcio. Entretanto, devido à maior relação água/cimento ali presente, esses produtos cristalinos apresentam cristais maiores e, conseqüentemente, uma estrutura mais porosa e menos resistente do que na matriz da pasta de cimento. Por fim, ao decorrer da hidratação, o C-S-H e cristais menores de etringita e hidróxido de cálcio começam a preencher o espaço vazio descrito acima, melhorando a densidade e a resistência na zona de transição da interface.

- **Resistência da zona de transição**

Bem como na pasta de cimento hidratada, as forças de atração de Van der Waals são as responsáveis pela aderência entre os produtos de hidratação e os agregados. Logo, a resistência dessa zona de transição depende do volume e tamanho dos agregados (Mehta & Monteiro, 2008). Outro fator importante para a menor resistência da zona de transição, segundo os mesmos autores, é a presença de microfissuras que, apesar de depender de vários fatores,

geralmente são formadas por tensões de tração causadas por deslocamentos diferenciais entre o agregado e a pasta de cimento hidratada.

- **Efeitos da zona de transição nas propriedades do concreto**

Mehta & Monteiro (2008) afirmam que, na maior parte dos casos, a zona de transição na interface é o “elo mais fraco da corrente”, sendo a fase limitante da resistência no concreto. No caso da resistência, quando a tensão aplicada ao concreto é suficiente para induzir fissuras na pasta de cimento hidratada, e esta continua a ser incrementada, as fissuras logo se encontram com as microfissuras da zona de transição. Quando o sistema de fissuras se torna contínuo, o material se rompe. Ainda segundo os mesmos autores, o módulo de elasticidade sofre grande influência da zona de transição, uma vez que a rigidez do material compósito diminui por conta dos vazios e microfissuras presentes na região de interface.

## **2.2.2 Resistência**

Segundo Neville (1997), geralmente a resistência é considerada como a propriedade mais importante do concreto. Isto porque ela dá uma ideia geral da qualidade do concreto, uma vez que está diretamente relacionado com a estrutura da pasta de cimento hidratada e da zona de transição. Ademais, a resistência é usada, quase invariavelmente, como um elemento essencial para um projeto estrutural, sendo especificada para fins de aceitação.

Na maioria dos sólidos, existe uma relação inversa entre a porosidade e a resistência. Mehta & Monteiro (2008) citam que, no concreto, a relação entre a porosidade e o fator água/cimento é o elemento mais importante do ponto de vista da resistência, já que esta afeta a porosidade da matriz da argamassa de cimento e da zona de transição na interface matriz-agregado gráudo. Entretanto, a determinação direta da porosidade dos componentes do concreto em separado é impraticável, o que dificulta o desenvolvimento de modelos precisos para prever a resistência. Por conta disso, relações empíricas são usadas para obter informações sobre os fatores que influenciam na resistência à compressão do concreto, sendo que esta resistência é amplamente utilizada como índice para todos os outros tipos de resistência.

### **2.2.2.1 Fatores intervenientes na resistência**

Os fatores intervenientes na resistência podem ser divididos naqueles relacionados às características e proporções dos materiais, às condições de cura e aos parâmetros de ensaio. Na Figura 2.2 mostram-se, de forma esquematizada, tais fatores. Ressalta-se que a resposta real do



concreto é o resultado de várias interações complexas entre estes fatores, de forma que a divisão proposta tem por intuito facilitar a organização e o entendimento. Quando não referenciados outros autores, as informações a seguir são provenientes do trabalho de Mehta & Monteiro (2008).

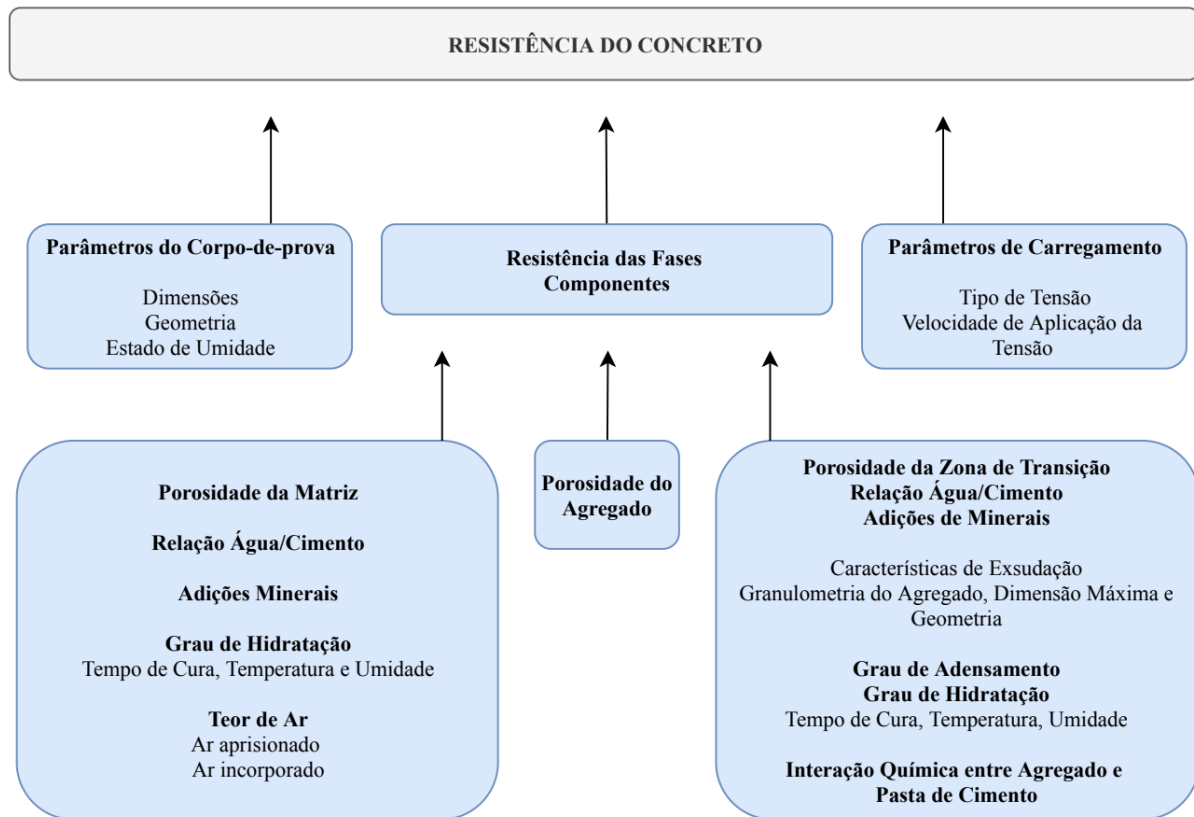


Figura 2. 2 - Fatores que influenciam na resistência do concreto (Mehta & Monteiro, 2008)

- **Características e proporções dos materiais**

- Relação água/cimento: inversamente proporcional à resistência. Tal fenômeno se dá pelo aumento de porosidade na matriz da pasta e na zona de transição em relações água/cimento maiores. Também se cita que os cristais dos produtos de hidratação são menores quanto menor for a relação, ou seja, têm área superficial maior.
- Ar incorporado: seja proposital (incorporado) ou não (aprisionado), vazios causados pela retenção de ar no sistema aumentam a porosidade e, portanto, diminuem a resistência.

- Tipo de cimento: a mudança nas propriedades do cimento (finura ou adições minerais, por exemplo) incorrem em mudanças a respeito de como a hidratação ocorre.
- Agregado: apesar de não serem considerados como elementos essenciais na resistência do concreto, com exceção dos agregados leves, propriedades como dimensão, forma e textura superficial podem ter efeito na zona de transição na interface, influenciando a resistência.
- Água de amassamento: também não é considerada como um fator primordial uma vez que as redes de água potável raramente contêm sólidos dissolvidos acima de 1000 ppm. Entretanto, impurezas excessivas podem afetar a resistência, o tempo de pega e causar eflorescência (depósito de sais brancos na superfície).
- Aditivos e adições: além dos incorporadores de ar, cita-se o efeito positivo na resistência dos aditivos redutores de água, justamente por reduzir o teor de água a uma dada consistência. Aditivos que aceleram ou retardam a hidratação também têm efeito óbvio na resistência. Usualmente, adições minerais retardam a resistência nas primeiras idades, mas proporcionam ganho na resistência final, e são especialmente efetivas no aumento da resistência à tração.
- **Condições de cura**
  - Tempo: para a mesma relação água/cimento, quanto mais longo o tempo de cura maior será a resistência, já que ainda está acontecendo a hidratação de partículas de cimento anidro.
  - Umidade: quando o processo é de cura úmida (aspersão de água, molhagem, etc) a resistência é superior do que nos casos de cura seca. Também se salienta a maior fissuração na zona de transição da interface causada pela retração de secagem. Por isso, recomenda-se o processo de cura úmida como método preferencial.
  - Temperatura: o histórico tempo-temperatura têm influência sobre a resistência do concreto. Para um concreto curado em temperaturas maiores, geralmente, pode-se esperar maior resistência inicial, mas menor resistência final do que o mesmo concreto curado no inverno, em climas frios, por exemplo.

- **Parâmetros de ensaio**

- Dimensão do corpo-de-prova (CP): mantendo-se a relação altura/diâmetro inalterada, quanto maior o CP, menor a resistência. Já quando se tem variação na razão altura/diâmetro, quanto menor a mesma, maior a resistência.
- Condição de umidade do CP: estudos experimentais mostram que o teor de umidade nos CP's também importa, uma vez que ensaios em condições secas resultam em maiores valores de resistência. Atribui-se tal fato à pressão separadora dentro da pasta de cimento exercida pela água. Chen *et al.* (2012) e Li (2004) mostram que a umidade no CP tem efeito significativo na resistência à compressão e efeito menor na resistência à tração. Estes autores também citam a pressão induzida pela umidade como provável causa das observações, porém afirmam que os efeitos exatos da umidade no CP sobre a resistência ainda não estão claros e mais pesquisas devem ser desenvolvidas para subsidiar futuras conclusões acerca do assunto.
- Condições de carregamento: o comportamento do concreto é influenciado por como se dá o desenvolvimento do estado de tensão (ensaios de compressão, tração, flexão, etc) e pela taxa progressiva de incremento das cargas.

#### ***2.2.2.2 Comportamento do concreto sobre tração e relação com a resistência à compressão***

Normalmente, a razão entre as resistências de tração e compressão do concreto variam entre 0,7 e 0,11. A menor resistência à tração pode ser explicada pelo modo no qual as fissuras se desenvolvem e afetam a área disponível para suporte de carga (Chen, 1982 *apud* Mehta & Monteiro, 2008).

Diversas estimativas são propostas para a relação resistência à tração/compressão. A relação utilizada nesta pesquisa é apresentada pela Eq. 2.1 (NBR 6118 : ABNT, 2014), na qual  $f_{ct,m}$  é a resistência à tração direta média em MPa e  $f_{ck}$  a resistência característica à compressão do concreto também em MPa.

$$f_{ct,m} = 0,3 \cdot (f_{ck}^{2/3}) \quad \text{(Equação 2.1)}$$

Destaca-se ainda que, na presente pesquisa, determinou-se a resistência à tração indireta ( $f_{ct,sp}$ ) experimentalmente. Portanto, foi necessária a utilização da Eq. 2.2 (NBR 6118 : ABNT, 2014) para obtenção da resistência à tração direta  $f_{ct}$ . A unidade das resistências é MPa.

$$f_{ct,m} = 0,9 \cdot f_{ct,sp} \quad \text{(Equação 2.2)}$$

### 2.2.3 Módulo de elasticidade

O módulo de elasticidade estudado nesta pesquisa é o módulo de elasticidade estático à compressão, mais precisamente o módulo tangente inicial ( $E_{ci}$ ).

O módulo de elasticidade estático é dado pela inclinação da curva tensão-deformação de um material submetido à carga uniaxial. No concreto, uma vez que esta curva não é linear, existem diferentes modos de se calcular a inclinação. No método utilizado – tangente inicial – calcula-se a declividade da reta traçada entre uma tensão pré-determinada ( $\sigma_a = 0,5$  MPa) e o ponto da curva correspondente a 30% da resistência à compressão do concreto  $f_c$  (NBR 8522 : ABNT, 2017).

#### 2.2.3.1 Fatores intervenientes no módulo de elasticidade

O comportamento elástico do concreto é determinado pela densidade e pelo módulo de elasticidade dos principais componentes, além das características da zona de transição na interface (Mehta & Monteiro, 2008). A Figura 2.3 apresenta os principais fatores que influenciam no módulo de elasticidade do concreto.

- **Agregado**

A porosidade é a mais importante propriedade relacionada às características do agregado que influenciam no módulo de elasticidade do concreto. Isso ocorre porque a porosidade é um fator determinante da rigidez do agregado, o que, por sua vez, controla a capacidade do agregado restringir a deformação da matriz (Mehta & Monteiro, 2008). Quanto maior o módulo de elasticidade do agregado graúdo, maior será o módulo do concreto.

A forma, tamanho e distribuição granulométrica dos agregados, entre outras propriedades, afetam a fissuração na zona de transição e, portanto, têm influência no módulo de elasticidade.

- **Matriz da pasta de cimento**

O módulo de elasticidade da matriz é determinado por sua porosidade. Portanto, todos os fatores ressaltados no item 2.2.1.2 que interferem na porosidade da matriz são relevantes para o módulo de elasticidade do concreto.

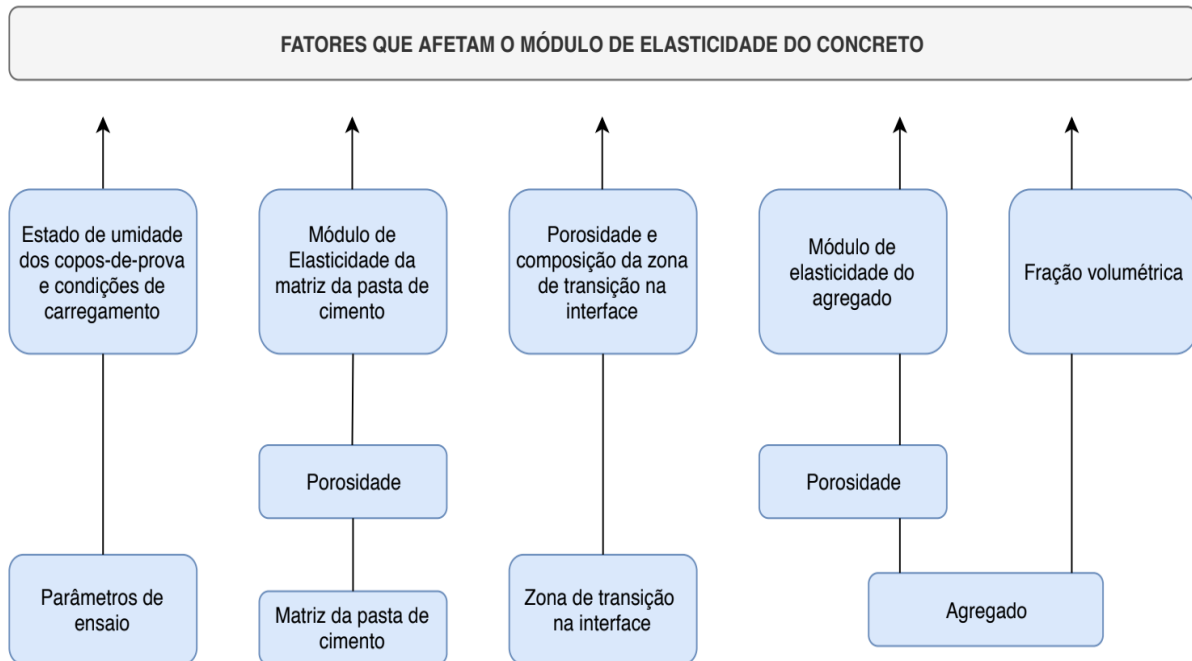


Figura 2. 3 - Fatores que influenciam o módulo de elasticidade do concreto (Monteiro & Mehta, 2008)

- **Zona de transição**

Esta região é de alta relevância para a curva tensão-deformação do concreto e, portanto, influencia no módulo de elasticidade do concreto. Os fatores que controlam sua porosidade e comportamento podem ser vistos no item 2.2.1.3 desta pesquisa.

- **Umidade do corpo-de-prova**

Ao contrário do que acontece na resistência, verifica-se que há uma diminuição do módulo de elasticidade do concreto quando se realizam ensaios em condições de CP mais seco. Segundo Mehta & Monteiro (2008), algumas explicações já foram propostas para este fenômeno:

- a secagem do concreto produz um efeito positivo na pasta de cimento hidratada (aumento nas forças de atração de Van der Waals), e negativo na zona de transição na interface (microfissuração);

- água adsorvida no C-S-H é capaz de suportar carga portanto sua presença aumenta o módulo de elasticidade, enquanto a pressão de separação no C-S-H tende a reduzir a força de atração de Van der Waals, diminuindo a resistência.

- **Parâmetros de ensaio**

A taxa de propagação de fissuras depende da taxa de aplicação de carga e, portanto, o módulo é influenciado por como se dá o carregamento (Mehta & Monteiro, 2008).

### ***2.2.3.2 Relação do módulo de elasticidade com a resistência à compressão***

A NBR 6118 (ABNT, 2014) estabelece algumas relações entre o módulo de elasticidade e a resistência à compressão do concreto. A fim de comparação com resultados de pesquisas passadas (Lima, 2018), decidiu-se utilizar a fórmula descrita na Eq. 2.3. Ressalta-se que  $E_{ci}$  é o módulo de elasticidade do concreto em MPa,  $f_{ck}$  é a resistência característica à compressão (MPa) e o fator de 0,9 vêm do tipo de agregado empregado na pesquisa (calcário).

$$E_{ci} = 0,9 \cdot 5600 \sqrt{f_{ck}} \quad (\text{Equação 2.3})$$

Cita-se que a relação apresentada é uma maneira de estimar  $E_{ci}$  através de  $f_{ck}$  quando não se têm ensaios de módulo de elasticidade disponíveis (ABNT, 2014). Evidentemente, com base nas informações dos itens 2.2.2.1 e 2.2.3.1, concretos com o mesmo  $f_{ck}$  podem apresentar  $E_{ci}$  diferentes. Devido a este fato, os resultados apresentados nesta dissertação são específicos para o concreto estudado e devem ser analisados tendo em mente os  $f_{ck}$  obtidos.

### **2.2.4 Concreto utilizado na execução de estacas hélice contínuas**

Uma vez que a presente pesquisa utilizou um concreto advindo da execução de estacas hélice contínuas, julgou-se relevante trazer à luz as principais recomendações quanto às suas características, dadas pelo Anexo N da NBR 6122 (ABNT, 2019).

A depender da classe de agressividade ambiental (CAA, estabelecida na NBR 6118), o concreto deverá ter resistência característica à compressão aos 28 dias de no mínimo 30 MPa – CAA I e II – ou 40 MPa – CAA III e IV.

Para ambas as classes de concreto, o abatimento deve ser entre 220 mm e 260 mm, o diâmetro de agregado entre 4,75 mm a 12,5 mm e o teor de exsudação inferior à 4%. É

importante ressaltar que a exsudação do concreto de fundações profundas, que acontece diferentemente para cada profundidade e condição de saturação do maciço de fundação, causa variações significativas nos valores de  $f_{ck}$  deste concreto ao longo do comprimento da estaca (Powers, 1968; Almeida Neto, 2002), levando ao emprego de fatores de segurança de até 5 durante o dimensionamento destas estruturas (ABNT, 2019).

As recomendações quanto a dosagem, para o concreto de 30 MPa, são de consumo mínimo de cimento de 400 kg/m<sup>3</sup> e fator água/cimento menor ou igual a 0,6. Para o concreto de 40 MPa, o consumo mínimo de cimento é o mesmo, porém o fator água/cimento deve ser menor ou igual à 0,45.

### 2.3 SUCÇÃO

A sucção é uma grandeza termodinâmica característica de materiais porosos não saturados. Ela pode ser definida como uma medida do estado de energia da água intersticial que está associada à capacidade de retenção de água (Fredlund & Rahardjo, 1993). Segundo estes autores, esta definição representa a chamada sucção total ( $\psi$ ), que pode ser dividida entre sucção mátrica ( $u_a - u_w$ ) –  $u_a$  é a poropressão da fase ar e  $u_w$  é a poropressão da água – e sucção osmótica ( $\pi$ ). A primeira é a energia da água livre nos poros e está relacionada aos fenômenos de capilaridade e adsorção. A segunda está relacionada com a presença de íons e substâncias na água. Pode-se representar a relação dessas três propriedades de acordo com a Eq. 2.4:

$$\psi = (u_a - u_w) + \pi \quad (\text{Equação 2.4})$$

Geralmente, a sucção é plotada em função de alguma variável que represente a presença de água no solo, como o grau de saturação ( $S_r$ ), umidade gravimétrica ( $w$ ) ou teor de umidade volumétrico ( $\theta$ ), o que resulta na chamada curva característica de retenção de água. A feição geral desta curva é um alto valor de sucção para baixos graus de saturação e baixos valores de sucção para altos graus de saturação, com a transição entre estes dois extremos podendo ser menos ou mais abrupta a depender da distribuição e tamanho dos poros. Um exemplo do que foi citado acima pode ser visualizado na Figura 2.4.

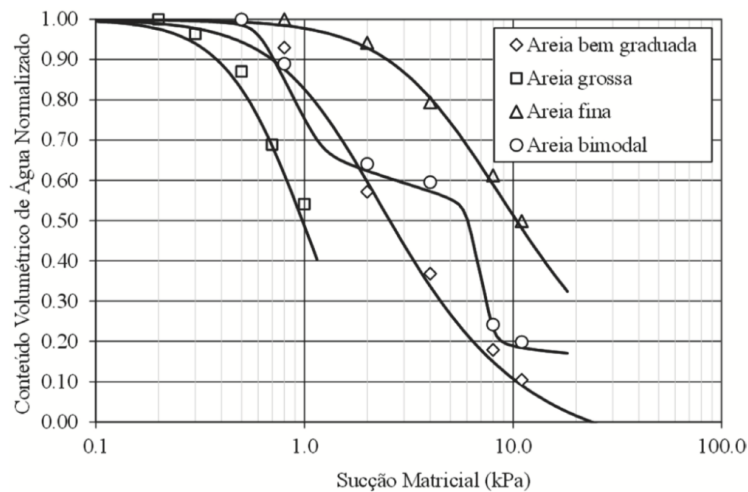


Figura 2. 4 - Curva de retenção de areias com diferentes distribuições de poros (Santos et al., 2015)

Na Figura 2.4, ainda se nota que o conteúdo de água começa a decrescer em um valor não nulo de sucção. Este ponto é o chamado valor de entrada de ar. No outro extremo da curva, quando o material atinge valores muito baixos de teor de umidade, observa-se que a sucção tende a valores sempre maiores, enquanto o conteúdo de água tende à uma estabilização. É neste ponto em que se definem as propriedades relacionadas ao chamado “estado residual”. A transição entre estes dois pontos descritos é conhecida como zona de dessaturação.

Menciona-se, ainda, que existem várias metodologias para determinação da sucção, a citar: psicrômetro, método da centrífuga, câmara de Richards, entre outros. Também é possível a determinação indireta por meio de correlações envolvendo dados de infiltração ou curva granulométrica, por exemplo. Entretanto, nesta pesquisa somente se utilizou a técnica do papel filtro, conhecida por abranger uma vasta faixa de valores de sucção (0 a 160 MPa), possibilitar a medição da sucção mátrica e total e empregar materiais baratos. A principal precaução que deve ser tomada para bons resultados é a pesagem em balança extremamente sensível, imediatamente após a retirada do papel filtro do sistema isolado. Os procedimentos práticos estão descritos no capítulo de Materiais e Métodos e se recomenda a bibliografia de Camapum de Carvalho et al. (2015) para maiores informações sobre outros métodos.

### 2.3.1 Efeitos da sucção na resistência ao cisalhamento dos solos

São diversos os efeitos que a sucção tem sobre os solos, entretanto, no contexto da presente pesquisa, dar-se-á ênfase nas influências sobre a resistência ao cisalhamento.



Em solos não saturados, ou seja, aqueles nos quais o grau de saturação é menor do que um ( $S_r < 1$ ), existem quatro fases distintas: matriz sólida, água, ar e película contrátil (Fredlund & Rahardjo, 1993). Observando que o comportamento do solo era função do grau de saturação e que era necessário levar em conta a influência da película contrátil, Fredlund *et al.* (1978) mostram que as variáveis que melhor definiam o estado de tensões no solo não saturado eram a tensão líquida ( $\sigma - u_a$ ) e a sucção matricial ( $u_a - u_w$ ), onde  $\sigma$  é a tensão total. Os mesmos autores propõem uma modificação no critério de ruptura de Mohr-Coulomb para solos não saturados, definindo um novo ângulo de atrito para considerar mudanças na resistência ao cisalhamento devido à sucção (Eq. 2.5).

$$\tau = c' + (\sigma - u_a) \operatorname{tg} \phi' + (u_a - u_w) \operatorname{tg} \phi^b \quad (\text{Equação 2.5})$$

Na Eq. 2.5,  $\tau$  é a tensão cisalhante,  $c'$  é a coesão efetiva (quando a sucção mátrica e a tensão normal são nulas),  $\phi'$  é o ângulo de atrito interno referente à variável de tensão normal e  $\phi^b$  é o ângulo que indica o coeficiente de incremento da resistência ao cisalhamento devido à sucção mátrica.

Com essa formulação para a resistência ao cisalhamento, a envoltória de resistência dos solos não saturados pode ser visualizada na Figura 2.5.

Apesar do fato de que  $\phi'$  e  $\phi^b$  foram considerados constantes na proposta original de Fredlund *et al.* (1978), diversos estudos experimentais indicam que tal consideração não é verdadeira para todos os solos. Evidências experimentais mostram que  $\phi'$  aumenta quando os solos são ensaiados em estados mais secos (Skinner, 1969; Sridharan *et al.*, 1983). Isto poderia decorrer da maior tendência de embricamento nos solos causados pelo aumento na sucção (Camapum de Carvalho *et al.*, 2015). No caso do  $\phi^b$ , estudos indicam que o mesmo varia de acordo com o nível de sucção (Rohm & Vilar, 1995; Massocco, 2017).

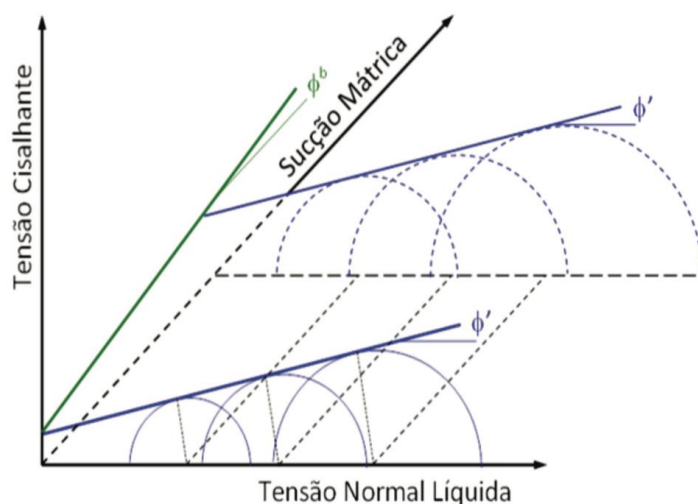


Figura 2. 5 - Envoltória de resistência de solos não saturados (Fredlund et al., 1978 *apud* Camapum de Carvalho et al. 2015)

### 2.3.2 Sucção no concreto

Como visto anteriormente, os conceitos de sucção são amplamente aplicados aos solos, mas podem ser estudados em uma gama maior de materiais porosos, incluindo o concreto. Estudos recentes vêm adaptando técnicas de medição de sucção nos solos para o concreto, definindo curvas características com a finalidade de observar qual a influência que a sucção tem neste material, sobretudo no comportamento hidráulico. Mesmo assim, ressalta-se que são escassas as informações existentes na literatura acerca deste tema.

Pap et al. (2018) utilizaram três métodos para medir a sucção – placa de sucção, célula de pressão e dessecador de vácuo – de quatro misturas diferentes de concreto. Além disso, utilizaram modelos de ajuste da curva de retenção de água para solos no concreto. O ajuste de van Genuchten teve bons resultados e o valor de entrada de ar se dá entre 1000 kPa e 2000 kPa.

Vilasboas et al. (2016) utilizaram o método do papel-filtro para a obtenção da curva de retenção de água em concretos, analisando a sucção total. Os autores, empregando o ajuste de van Genuchten, não observaram influência significativa da relação água/cimento sobre as curvas e observaram grande disparidade entre os coeficientes de ajuste do concreto e os tipicamente obtidos para os solos. Conclui-se que, de maneira geral, as curvas de retenção obtidas se assemelham daquelas características aos solos mais argilosos, com grande capacidade de retenção de água.

Hendrickx et al. (2010), utilizando-se das metodologias da placa de sucção e da célula de pressão, determinaram a curva de retenção para argamassas de cal e cimento. Estes autores

concluem que as argamassas de cal têm um teor de umidade maior na porção residual da curva e uma zona de dessaturação menos inclinada do que as argamassas de cimento. Isso foi atribuído às partículas menores da cal e sua maior área superficial, e corrobora a noção existente no meio técnico-científico de que argamassas de cal possuem maior capacidade de retenção de água quando comparadas com argamassas de cimento.

Salomão (2016), estudando a estrutura de argamassas de revestimento e sua influência nas propriedades de transporte de água, definiu curvas características de sucção total para este material a partir de ensaios em psicrômetro e isotermas de adsorção e dessorção obtidas por meio de equilíbrio com soluções salinas. Para possibilitar a comparação entre os resultados das diferentes técnicas, a autora utilizou a equação definida pela lei de Kelvin de modo a relacionar umidade relativa e sucção.

## 2.4 RESISTÊNCIA DE INTERFACES

Sabe-se que, no caso de fundações profundas, as parcelas de resistência são divididas em ponta e lateral (fuste). Para a resistência lateral, determina-se o atrito lateral unitário ( $\tau_{l,ult}$ ) analogamente à resistência ao deslizamento de um sólido em contato com o solo. Então, geralmente seu valor é descrito conforme a Eq. 2.6 (Velloso & Lopes, 2010).

$$\tau_{l,ult} = a + \sigma_h \operatorname{tg} \delta \quad (\text{Equação 2.6})$$

Na Eq. 2.6,  $a$  é a aderência entre estaca e solo,  $\sigma_h$  é a tensão horizontal contra a superfície lateral da estaca e  $\delta$  é o ângulo de atrito entre estaca e solo.

Sabe-se que é possível obter  $a$  e  $\delta$  por meios de ensaio de laboratório ainda que, no caso de fundações, estes dois parâmetros são muito dependentes do processo executivo e de  $\sigma_h$ . Por isso, preferencialmente se estima  $\tau_{l,ult}$  com base em dados empíricos advindos de observações de campo (Velloso e Lopes, 2010).

Um exemplo de pesquisa experimental para a determinação de tais parâmetros é o trabalho de Potyondy (1961), no qual a resistência da interface entre diferentes tipos de solos e materiais de construção é estudada a partir de ensaios de cisalhamento direto com carga normal constante (CNC) (Tabela 2.2). O autor conclui que a resistência da interface é função da umidade e composição dos solos, da rugosidade da superfície e da intensidade da carga

normal aplicada à amostra. Além disso, o autor cita que, para interfaces contendo solos coesivos, além da parcela do atrito, também se deve levar em conta a adesão.

Tabela 2. 2 - Resultados de resistência ao cisalhamento de interfaces entre solos e materiais de construção (Potyondy, 1961 *apud* Reis, 2006)

	Material	Seco								Saturado							
		~50 kPa				~150 kPa				~50 kPa				~150 kPa			
		$\phi$	$\delta$	$\phi/\delta$	tg $\delta$ /tg $\phi$	$\phi$	$\delta$	$\phi/\delta$	tg $\delta$ /tg $\phi$	$\phi$	$\delta$	$\phi/\delta$	tg $\delta$ /tg $\phi$	$\phi$	$\delta$	$\phi/\delta$	tg $\delta$ /tg $\phi$
Areia	Aço liso	44°30'	24°10'	0.543	0.457	43°30'	24°00'	0.55	0.47	39°00'	24°50'	0.64	0.57	37°00'	23°30'	0.64	0.57
	Aço rugoso	44°30'	34°00'	0.765	0.68	43°30'	33°40'	0.78	0.7								
	Madeira lisa	44°30'	35°00'	0.79	0.71	43°30'	33°20'	0.766	0.69	39°00'	33°20'	0.85	0.82	37°00'	33°00'	0.89	0.86
	Madeira rugosa	44°30'	39°00'	0.88	0.82	43°30'	38°30'	0.885	0.84	39°00'	33°30'	0.89	0.85	37°00'	34°30'	0.93	0.91
	Concreto liso	44°30'	39°30'	0.89	0.84	43°30'	38°30'	0.885	0.84	39°00'	34°40'	0.89	0.85	37°00'	33°20'	0.9	0.87
	Concreto rugoso	44°30'	44°00'	0.99	0.98	43°30'	44°00'	0.98	0.97								
Silt	Aço liso	40°00'	31°30'	0.79	0.73	39°10'	31°00'	0.79	0.74	29°50'	20°10'	0.68	0.66	32°30'	24°30'	0.75	0.71
	Aço rugoso	40°00'	39°50'	1	0.99	39°10'	37°20'	0.95	0.94								
	Madeira lisa	40°00'	37°00'	0.92	0.9	39°10'	36°15'	0.92	0.9	29°50'	26°00'	0.87	0.84	32°30'	30°10'	0.92	0.91
	Madeira rugosa	40°00'	39°20'	0.98	0.98	39°10'	38°40'	0.98	0.98	29°50'	28°50'	0.97	0.95	32°30'	31°00'	0.95	0.94
	Concreto liso	40°00'	39°50'	0.99	0.99	39°10'	39°10'	1	1	29°50'	29°50'	1	1	32°30'	31°10'	0.96	0.95
	Concreto rugoso	40°00'	40°00'	1	1	39°10'	39°10'	1	1								
Argila	Aço liso			$\phi$ ou $\delta$	c ou ca	$c_{max}$ ou $c_{max}$	$\delta/\phi$	ca/c	$c_{max}/c_{min}$			$\phi$ ou $\delta$	c ou ca	$c_{max}$ ou $c_{max}$	$\delta/\phi$	ca/c	$c_{max}/c_{min}$
	Aço rugoso			16°30'	750	1175	-	-	-			11°30'	460	675	-	-	-
	Madeira lisa			9°00'	200	600	0.55	0.27	0.51			6°30'	140	360	0.56	0.3	0.53
	Madeira rugosa			10°00'	350	350	0.61	0.47	0.84			5°50'	265	580	0.5	0.58	0.86
	Concreto liso			11°00'	300	1020	0.67	0.4	0.87			7°00'	210	600	0.61	0.46	0.89
	Concreto rugoso			13°50'	390	1000	0.82	0.52	0.85			8°00'	230	620	0.69	0.5	0.92
					16°10'	425	1175	0.97	0.57	1			9°30'	240	675	0.82	0.52

No mesmo trabalho (Potyondy, 1961), propõe-se que a curva carga-deslocamento horizontal (tangencial) de interfaces é uma equação exponencial na qual a tensão cisalhante mobilizada depende do deslocamento horizontal (Eq. 2.7).

$$\tau = \sigma \cdot \tan \delta \left[ 1 - \exp \left( -k \cdot \frac{s}{s_0 - s} \right) \right] \quad (\text{Equação 2.7})$$

Na Eq. 2.7,  $\tau$  é a tensão cisalhante,  $\sigma$  é a tensão normal,  $k$  é uma constante que depende do solo estudado,  $s$  é o deslocamento horizontal e  $s_0$  é o deslocamento horizontal na ruptura.

Clough & Duncan (1971, *apud* Reis, 2006) propuseram a Eq. 2.8 para representar curvas carga-deslocamento horizontal de ensaios de cisalhamento direto de interfaces contendo de areia. A e B são parâmetros dependentes da rigidez ao cisalhamento inicial da interface.

$$\tau = \frac{s}{A+B.s} \quad (\text{Equação 2.8})$$

Outros autores, especialmente das áreas de mecânica das rochas – devido ao estudo do cisalhamento em juntas – e de reforço de solos com geossintéticos e fibras naturais, desenvolveram pesquisas sobre a resistência de interfaces. Patton (1966, *apud* Reis, 2006), estudando a resistência ao cisalhamento de descontinuidades de maciços rochosos, propôs uma envoltória de ruptura composta por duas zonas distintas: ruptura por cavalgamento e ruptura convencional (Figura 2.6). Na Figura 2.6,  $i$  é a inclinação da descontinuidade e  $c$  é a coesão.

Barton (1976, *apud* Reis, 2006), também estudando descontinuidades em maciços rochosos, apresentou uma envoltória de ruptura não linear que considera a rugosidade da descontinuidade (Eq. 2.9). Nesta equação, JRC é o coeficiente de rugosidade da descontinuidade, JCS é o coeficiente de resistência da descontinuidade e  $\varphi_{ba}$  é o ângulo de atrito básico (normalmente igual ao ângulo de atrito residual).

Tsubakihara (1993), a partir de ensaios de interface areia-concreto, definiu três modos de ruptura para tais interfaces, a depender da rugosidade. Primeiramente, introduz-se o conceito de rugosidade normalizada (Uesugi & Kishida, 1986 *apud* Tsubakihara, 1993), que é definida como a razão entre a máxima distância vertical das asperezas de uma região definida (pico mais alto menos vale mais baixo) e o diâmetro médio dos grãos do solo. Se a rugosidade normalizada da interface for menor do que um valor de rugosidade crítico, ocorre o mecanismo de deslizamento entre os materiais. Se a rugosidade normalizada da interface é maior, ocorre cisalhamento no solo. Finalmente, se a rugosidade normalizada tem um valor próximo à rugosidade crítica, o mecanismo é uma mistura dos dois supracitados.

Dejong *et al.* (2006), pesquisando o carregamento cíclico em fundações de usinas eólicas *offshore* a partir de ensaios de cisalhamento direto sob rigidez normal constante (RNS) de interfaces, concluíram que a degradação das propriedades mecânicas das interfaces – causada pelo carregamento cíclico – é função das condições de confinamento, da magnitude dos deslocamentos, das características das partículas e das cimentações existentes entre as mesmas.

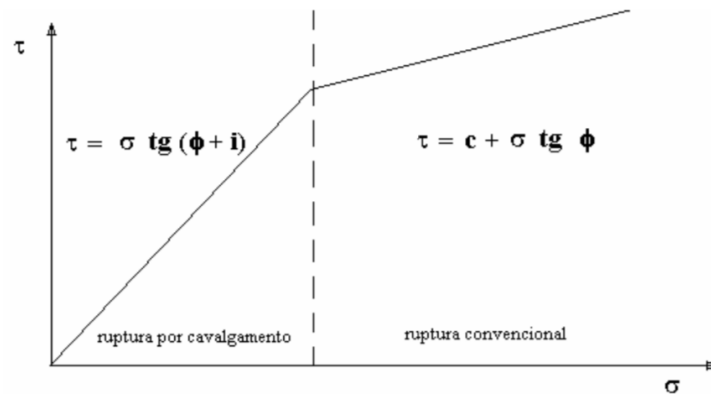


Figura 2. 6 - Envoltória de ruptura bi-linear para descontinuidades de maciços rochosos (Patton, 1966 *apud* Reis, 2006)

$$\tau = \sigma \tan \left( JRC \log_{10} \left( \frac{JCS}{\sigma} \right) + \varphi_{ba} \right) \quad (\text{Equação 2.9})$$

Reis (2006) desenvolveu um modelo de atrito estático para interfaces de contato entre areia e solo que leva em conta as parcelas relativas ao atrito de deslizamento (atrito verdadeiro), atrito de rolamento (rearranjo das partículas) e dilatância (variação de volume). Tal modelo foi calibrado a partir de ensaios de cisalhamento direto sob CNC. O autor também apresenta uma extensa revisão bibliográfica sobre o assunto e, a partir dela, afirma que a rugosidade da superfície, a granulometria e a densidade do solo interferem na avaliação de interfaces submetidas a carregamentos estáticos. Além disto, o autor aponta o ensaio de cisalhamento direto sob CNC como o procedimento básico para a avaliação do comportamento mecânico de interfaces solo-estrutura. Cabe destacar, também, a grande importância do atrito advindo da dilatância para estruturas com cargas cíclicas como, por exemplo, torres eólicas.

Palmeira (2009), fazendo uma revisão bibliográfica sobre a interação solo-geossintéticos, afirmou que os ensaios de cisalhamento direto são satisfatórios na determinação resistência ao cisalhamento de interfaces. Entretanto, condições de contorno podem afetar os resultados, principalmente em caixas com dimensões reduzidas, e a rigidez ao cisalhamento da interface— propriedade importante para simulações numéricas — é difícil de ser medida. Pierozan (2018), analisou a resistência mecânica de interfaces entre reforço (tiras metálicas e poliméricas) e misturas de solos (areia e solo laterítico) através de ensaios de cisalhamento direto sob CNC. O autor concluiu que o aumento de teor de solo laterítico na mistura resulta na diminuição do ângulo de atrito e aumento do intercepto de coesão da interface.

#### 2.4.1 Pesquisas sobre a resistência de interfaces com solos coesivos

Na presente pesquisa, utilizou-se de ensaios de cisalhamento direto sob CNC para determinar os parâmetros de resistência da interface entre solos coesivos e concreto. Logo, a seguir se apresenta uma breve revisão da literatura acerca de ensaios experimentais sobre tal interface, compreendendo, também, estudos sobre a interface entre solos coesivos e outros materiais diversos.

Quezado (1993), estudando estacas de solo-cimento e micro-concreto a partir de um modelo físico, mostrou que elementos de fundação mais deformáveis mobilizam uma melhor parcela de resistência lateral que os elementos mais rígidos. Esta contribuição é mais significativa para fundações com a ponta assente em solos mais deformáveis.

Tendo em vista que a sucção é uma das variáveis que governam o comportamento dos solos e que grande parcela das obras geotécnicas compreende solos não saturados, realizaram-se, também, pesquisas focadas no comportamento da interface constituída de solos não saturados e em diferentes condições de temperatura. Ribeiro (1999), estudando a interação entre um solo laterítico e estacas de solo-cimento, observou que há uma tendência de migração de umidade entre os materiais (Figura 2.7). Para solos moldados com teor de umidade próximo ao natural, a água migra do solo para a estaca. Para solos com menor teor de umidade se verifica o contrário, o que é atribuído ao maior efeito da sucção no solo se contrapondo à migração da água para a estaca. Em relação à resistência ao cisalhamento da interface, o autor indica que existe um aumento na parcela coesiva com aumento da sucção, mas o ângulo de atrito pouco se altera, corroborando com a teoria clássica.

Pedersen *et al.* (2003) realizaram ensaios de cisalhamento direto com amostras delgadas representativas de uma interface entre caulinita e plástico acrílico sob baixas tensões normais. As envoltórias obtidas mostram ausência de intercepto de coesão e um alto ângulo de atrito. Informações como estas são importantes para a compreensão e avaliação do comportamento de estacas em escala reduzida, normalmente fabricadas para ensaios laboratoriais.

Mascarenha (2003) estudou o comportamento de uma interface entre um solo laterítico do Distrito Federal (várias profundidades, mineralogia diferente) e micro-concreto, com uma peculiaridade metodológica que foi adotada na presente pesquisa: o concreto foi moldado diretamente sobre o solo, ou seja, houve interação do concreto em estado fresco com o solo e consequente migração de compostos cimentícios para este último, assim como ocorre em

campo. Foram medidas as sucções mátricas no solo e no concreto, percebendo-se que o equilíbrio desta propriedade acontece aos 60 dias para este tipo de solo, e que a mineralogia, a química e a condição de não saturação do solo interferem na interação solo-estrutura.

Condição de umidade do solo	Moldagem	Após 7 dias de cura	
Abaixo da umidade natural	Solo: w = 23,2 %	Solo: w = 24,8 %	Solo
	Solo-cimento: w = 47,5 %	Solo-cimento: w = 25,3 %	
	Solo: w = 23,2 %	Solo: w = 24,8 %	Solo-cimento
	Solo-cimento: w = 47,5 %	Solo-cimento: w = 29,0 %	
Umidade natural	Solo: w = 31,0 %	Solo: w = 27,0 %	Solo
	Solo-cimento: w = 47,8 %	Solo-cimento: w = 26,1 %	
	Solo: w = 31,0 %	Solo: w = 27,6 %	Solo-cimento
	Solo-cimento: w = 47,8 %	Solo-cimento: w = 26,9 %	
	Solo: w = 30,5 %	Solo: w = 27,9 %	Solo-cimento
	Solo-cimento: w = 47,0 %	Solo-cimento: w = 27,3 %	
	Solo: w = 30,5 %	Solo: w = 27,3 %	Solo-cimento
	Solo-cimento: w = 47,0 %	Solo-cimento: w = 27,2 %	
Solo-cimento: w = 47,0 %	Solo-cimento: w = 32,8 %		

Figura 2. 7 - Distribuição de umidade durante o período de cura de amostras compostas por solo natural e solo-cimento plástico (modificado de Ribeiro, 1999)

Miller & Hamid (2007), estudando o cisalhamento direto de uma interface entre solo siltoso não saturado e materiais rugosos, constataram que, para o mesmo valor de sucção, o ângulo de atrito do solo e da interface solo-material rugoso são iguais, enquanto a parcela coesiva é maior para o caso do solo isolado. Com acréscimos nos valores de sucção, fixando a tensão líquida, observou-se que, tanto para o solo isolado como para a interface, a resistência ao cisalhamento aumenta.

Shakir & Zhu (2009) apontam que dois mecanismos físicos controlam o comportamento da interface entre solos argilosos e concreto: cisalhamento e deslizamento. Quando a rugosidade da interface é baixa, ocorre a reorientação de pacotes de argila, durante a fase inicial do ensaio, paralelamente ao plano de cisalhamento. Logo em seguida acontece



uma fase de transição e, ao final, quando a maioria dos pacotes de argila estão paralelos ao plano de cisalhamento, ocorre o deslizamento e as variações volumétricas cessam. Quando a rugosidade é alta, a parcela relativa ao deslizamento é praticamente nula, uma vez que a ruptura ocorre efetivamente no solo e não na interface. Os mesmos autores ainda citam que a variação volumétrica em ensaios de interface solo argiloso – concreto é, geralmente, positiva (contração), porém se pode registrar dilatação se o grau de pré-adensamento for elevado.

Taha & Fall (2013) estudaram o comportamento da interface entre uma argila marinha normalmente adensada e concreto, a partir de ensaios de cisalhamento direto, e concluíram que o ângulo de atrito da interface aumenta conforme aumenta a rugosidade do concreto. Também demonstraram que a resistência ao cisalhamento da interface melhora quando a água nos poros da argila tem maior concentração de sais, sugerindo o estudo de tratamentos químicos para o reforço destes solos. Além disto, o ângulo de atrito interno da argila obtido foi menor do que o ângulo de atrito da interface.

Cheng *et al.* (2013) propõem um modelo elastoplástico para avaliação da interface entre um solo argiloso e concreto, incorporando o efeito do histórico de tensões e da rugosidade da interface. Durante os experimentos realizados com finalidade de calibrar o modelo, os autores observaram aumento de volume em todas as amostras de interface que continham solo pré-adensado, enquanto aquelas que eram compostas por solos normalmente adensados registravam contração no começo do cisalhamento e, ao decorrer do ensaio, expansão.

Orlando (2015) avaliou experimentalmente a interação entre um solo coesivo e uma fita polimérica, sob condições não saturadas. Observou-se um crescimento não linear da resistência de interface máxima com o aumento da sucção matricial do solo e um decréscimo dos coeficientes de atrito aparente solo-reforço com o umedecimento das amostras.

Chen *et al.* (2015) estudaram o efeito da rugosidade no cisalhamento de interfaces entre uma argila vermelha e concreto. Em interfaces lisas, as resistências ao cisalhamento de pico e residual foram muito próximas e não houve dilatação. Em interfaces rugosas, sobretudo naquelas amostras sob menor tensão de confinamento, a dilatação decorrente do cisalhamento foi observada.

Di Donna *et al.* (2015), pesquisando o comportamento da interface solo-estrutura em estacas trocadoras de calor, conduziu testes de cisalhamento direto sob diferentes temperaturas. Em solos arenosos, a temperatura não afetou a resistência da interface. Em solos argilosos, entretanto, apresentou grande influência nos resultados. Para temperaturas maiores, a resistência ao cisalhamento aumentava: o ângulo de atrito da interface diminuiu levemente, porém o efeito da temperatura mais significativo é o aumento da adesão entre os materiais da

interface (parcela coesiva). Tais resultados foram atribuídos ao adensamento termal da argila, que resulta em uma maior superfície de contato entre os materiais.

Diante dos trabalhos levantados, nota-se a complexidade do fenômeno abordado e a importância do desenvolvimento de mais pesquisas sobre o tema. Parte da presente pesquisa busca complementar o atual entendimento sobre a influência da sucção na resistência ao cisalhamento de interfaces entre solos coesivos e concreto. Também se debate assuntos como a variação de propriedades químicas causada pela interação entre os dois materiais e o efeito da não saturação na resistência do concreto.

### 3. MATERIAIS E MÉTODOS

Neste capítulo são apresentados os materiais utilizados na pesquisa, assim como os procedimentos adotados para a realização do programa experimental. Foram empregados dois tipos de solo nos ensaios laboratoriais – laterítico e saprolítico – e utilizou-se um concreto com o mesmo traço e os mesmos agregados do concreto usado para a construção de uma estrutura de fundação em uma obra rodoviária do Distrito Federal. Já os ensaios de campo foram realizados no Campo Experimental do Programa de Pós-Graduação em Geotecnia da Universidade de Brasília (PPGG - UnB), compreendendo análises realizadas em um perfil de solo laterítico.

Os métodos utilizados na campanha experimental, às suas vezes, dividem-se em métodos de ensaio para o solo, o concreto, o conjunto solo-concreto e os elementos representativos da parte superior de estacas concretadas em campo, denominados simplesmente como “estacas” no restante da dissertação. Para cada um dos grupos mencionados, apresenta-se a metodologia para a preparação das amostras ou dos corpos de prova (CP), para o ensaio propriamente dito e para a análise dos resultados.

#### 3.1 MATERIAIS

Na Figura 3.1, esquematiza-se os materiais utilizados em cada parte da pesquisa experimental em um organograma.

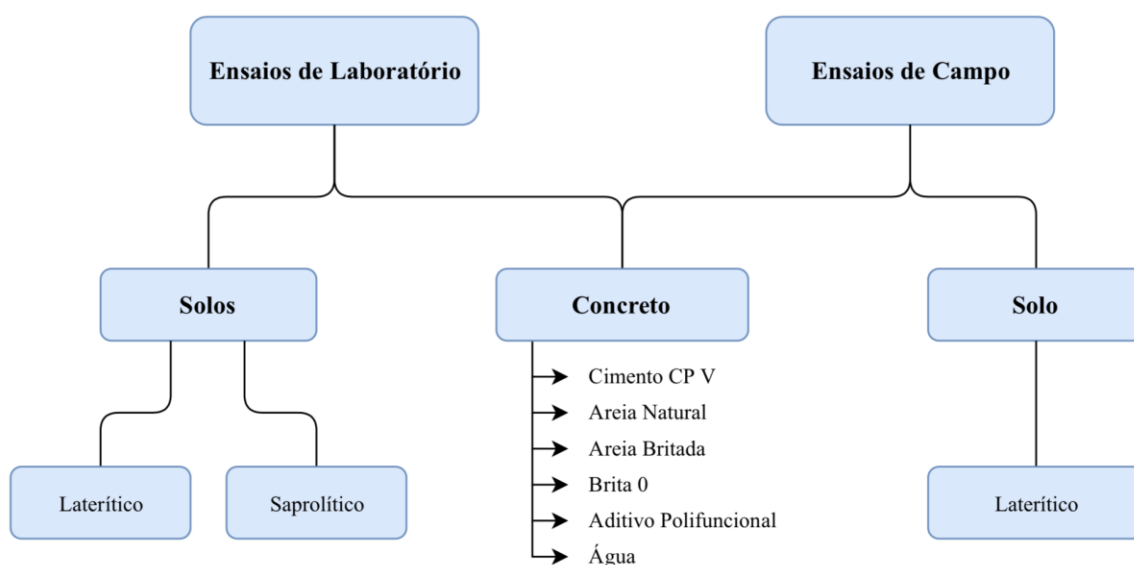


Figura 3. 1 - Organograma dos materiais utilizados na pesquisa

### 3.1.1 Solos utilizados nos ensaios laboratoriais

Os locais de coleta destes solos foram definidos a partir da tese de Cardoso (2002). No referido trabalho, o autor caracteriza diversos solos do Distrito Federal, os classificando quanto ao grau de intemperismo sofrido, entre outras análises. Deste modo, a fim de levar em conta a influência do intemperismo atuante no solo – e conseqüentemente o tipo de solo – nas análises descritas no item 3.2, escolheu-se um local no qual existe um solo laterítico e outro no qual há um solo saprolítico. As coordenadas dos pontos definidos para estudo são apresentadas na Tabela 3.1, enquanto a Figura 3.2 os situa em mapas do Distrito Federal.

Ressalta-se que para o solo saprolítico, devido à construção de um aterro para nivelamento do terreno onde atualmente existe um condomínio residencial, o ponto de coleta teve que ser ligeiramente alterado. Contudo, foram realizados ensaios que atestaram que tal alteração de local não traria diferenças relevantes para o estudo, pois a comparação entre os resultados obtidos e os de Cardoso (2002) indicaram um solo muito parecido, se não idêntico, uma vez consideradas as variabilidades naturais dos parâmetros investigados.

Para a realização desta pesquisa, todas as amostras foram do tipo deformada e retiradas da profundidade de 1 m a 1,30 m. Após a coleta, o material foi armazenado em sacos plásticos de polímero resistente, com a finalidade de evitar danos mecânicos ao sistema de isolamento e, conseqüentemente, perda de umidade do solo. Uma vez no laboratório, os sacos foram armazenados em uma baia e todos foram embalados novamente, utilizando o mesmo tipo de plástico, para minimizar qualquer perda de umidade.

Tabela 3. 1 - Coordenadas dos pontos de coleta de solo

<b>Solo</b>	<b>Coordenadas Geodésicas</b>	<b>Datum</b>
Laterítico (HB9)	15° 50' 18" S	SAD 69
	47° 33' 45" W	
Saprolítico (SF4)	15° 45' 20" S	
	47° 48' 50" W	

A seguir, apresenta-se as descrições de campo destes materiais (Cardoso, 2002).

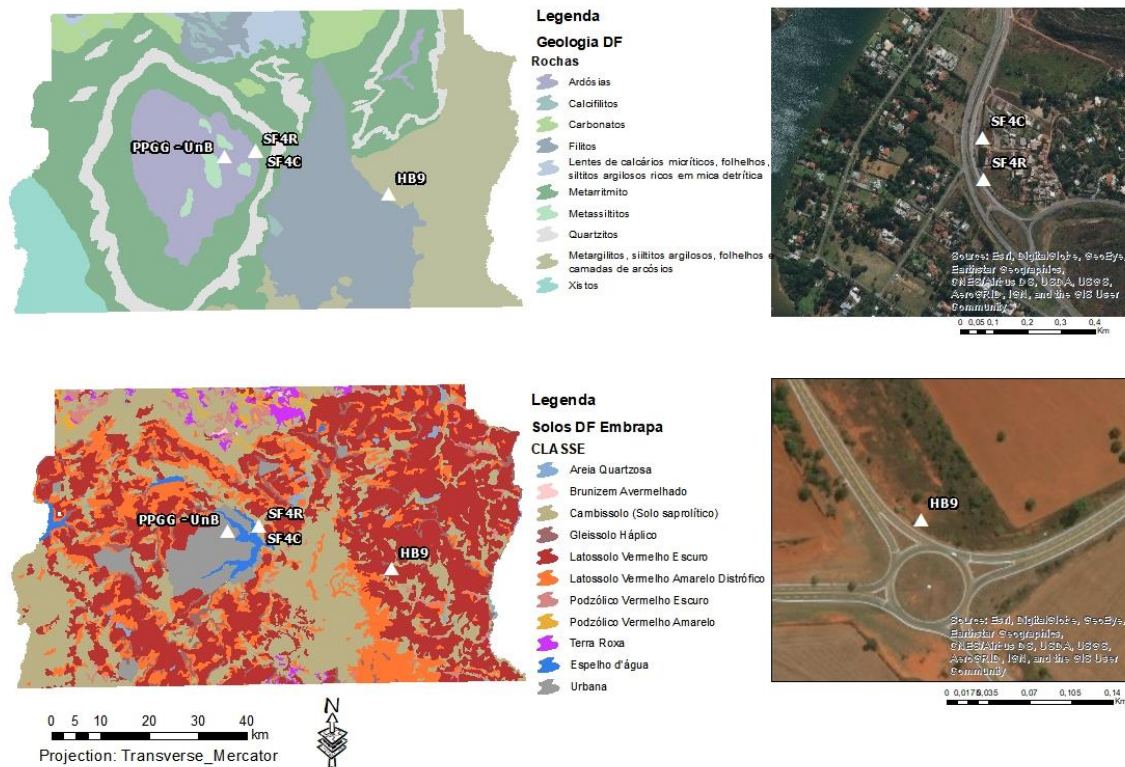


Figura 3. 2 - Localização dos pontos de coleta de solo nos mapas de geológicos e pedológicos do DF (*shape*: EMBRAPA). HB9: solo laterítico; SF4C: solo saprolítico (Cardoso, 2002); SF4R: solo saprolítico coletado nesta pesquisa

### 3.1.1.1 Solo laterítico

Latossolo vermelho de textura argilosa (Figura 3.3a), situado no entroncamento das rodovias DF-120 e DF-355, próximo ao núcleo rural Rajadinha. Possui cor vermelha-escura e quantidade muito elevada de agregados granulares. É homogêneo e isótopo visualmente, sem a presença de discontinuidades. Ainda se cita que raízes em pequenas quantidades estão presentes e define-se que o substrato rochoso do solo é um metargilito pertencente ao Grupo Bambuí. Criou-se a sigla HB9 para denominar este solo (Cardoso, 2002).

### 3.1.1.2 Solo saprolítico

Solo saprolítico fino (Figura 3.3b) da ardósia da Unidade A do Grupo Paranoá, situado no km 10 da DF-005, próximo ao entroncamento com a DF-215, via que compõe a entrada da cidade satélite do Paranoá. Possui cor cinza clara a bruna-avermelhada. Sua textura é argilo-areno-siltosa e a presença de agregados e de porosidade primária não são visíveis sem auxílio

de equipamentos de ampliação. Foi classificado como heterogêneo e descreve-se a presença de uma clivagem ardosiana subvertical com direção geral NS. A presença de raízes é pouco percebida. Menciona-se que, neste perfil, não existem horizontes superiores ao mencionado devido à alteração antrópica advinda da construção da rodovia (corte de estrada). Definiu-se a sigla SF4 para denominação deste solo (Cardoso, 2002).



(a)



(b)

Figura 3. 3 - (a) Vala de coleta HB9 - (b) Vala de coleta SF4

### 3.1.2 Solo dos ensaios de campo

Os ensaios de campo foram realizados no Campo Experimental do PPGG – UnB, localizado entre o prédio SG-12 e a via L3. Pastore (1996, *apud* Perez, 1997) caracterizou o solo ali presente. Como as estacas executadas nesta pesquisa são pouco profundas (70 cm), explicita-se somente a caracterização da porção mais superficial do perfil: é um horizonte de solo residual laterítico, formado por argila arenosa vermelho escura que atinge os 5 m de profundidade (Figura 3.4).



Figura 3. 4 - Solo laterítico do Campo Experimental do PPGG – UnB (Fonte: Cedida por Andrea Pérez)

### 3.1.3 Concreto

Optou-se por utilizar, tanto para os ensaios laboratoriais quanto para a confecção das estacas em campo, o concreto que foi empregado na execução de estruturas de fundações em uma obra rodoviária no Distrito Federal, com o objetivo de manter uma ligação fidedigna com a prática e possibilitar análises futuras mesclando resultados laboratoriais e de campo.

A obra em questão é o Trevo de Triagem Norte (TTN), que consiste em uma adequação das vias na saída norte da cidade de Brasília/DF para o fluxo atual de veículos. No escopo da obra estão 14 km de novas vias, 20 km de recuperação de vias e 16 obras de arte especiais (OAE), sobretudo pontes e viadutos.

Entre estas OAE, tem-se a OAE 6, que consiste em uma ponte sobre o Lago Paranoá, paralela à Ponte do Braguetto. Para sua fundação, os projetistas optaram pela execução de estacas hélice-contínua, sendo o concreto utilizado nesta fundação o mesmo utilizado na pesquisa, com agregados advindos, inclusive, das mesmas jazidas. Em relação à consistência, este concreto está inserido na classe S220 (concreto fluido) de acordo com a NBR 8953 (ABNT, 2015), e foi especificado um abatimento do tronco de cone na faixa de  $26 \pm 3$  cm em projeto. O concreto em questão é composto pelos seguintes materiais, gentilmente doados pelas empresas fornecedoras:

- cimento Portland CP V, da marca CIPLAN, com nome comercial de “Cimento Extra Forte”;
- Areia natural (AN) da jazida pertencente à empresa BRACAL, na fazenda Rafaela em Sobradinho/DF;
- Areia britada (AB) advinda da jazida explorada pela empresa CIPLAN, na região da FERCAL em Sobradinho/DF;
- Brita ( $D_{\text{máx}} = 12,5$  mm), oriunda da mesma jazida de extração da areia britada;
- Aditivo multifuncional plastificante e redutor de água, linha TEC MULT, da marca *Grace Construction Products*;
- Água da rede de abastecimento da CAESB.

Nas Tabelas 3.2 e 3.3 mostra-se o traço unitário e os quantitativos para a produção de  $1 \text{ m}^3$  de concreto, respectivamente. Destaca-se que, na Tabela 3.3, a/c corresponde à relação água/cimento.

Tabela 3. 2 - Traço unitário do concreto

<b>Cimento</b>	<b>Areia Natural</b>	<b>Areia Britada</b>	<b>Brita</b>	<b>a/c</b>
<b>1</b>	1,079	1,079	2,019	0,543

Tabela 3. 3 - Quantitativos para a produção de 1 m<sup>3</sup> de concreto

<b>Componente</b>	<b>Quantidade</b>
<b>Cimento (kg)</b>	400
<b>Areia Natural (kg)</b>	431
<b>Areia Britada (kg)</b>	431
<b>Brita 0 (kg)</b>	807
<b>Água (l)</b>	217
<b>Aditivo Polifuncional (l)</b>	3,2

Especifica-se, nos itens subsequentes, características do cimento e dos agregados adotados.

### **3.1.3.1 Cimento Portland**

O cimento Portland utilizado é do tipo CP V (cimento Portland de alta resistência inicial) da marca CIPLAN, que é vendido no mercado com o nome comercial de Cimento Extra Forte. É comum o emprego deste tipo de cimento na produção de concreto fluido (S220), principalmente devido ao alto grau de moagem que o faz mais fino e, também, pelas altas resistências iniciais. Na Tabela 3.4 apresenta-se a Ficha de Informações de Segurança de Produtos Químicos (FISPQ), fornecida pelo fabricante.

Ressalta-se que tal FISPQ é relativa a todos os cimentos fabricados pela empresa, o que justifica a ampla faixa de concentração observada. A depender do tipo do cimento, tais valores variam dentro desta faixa. De todo modo, tendo em mente que o CP V é constituído de material mais fino e com adições, considerou-se válida a apresentação da FISPQ.

Tabela 3. 4 - Composição do cimento (CIPLAN, 2018)

<b>Componente</b>	<b>Faixa de Concentração (%)</b>
Silicato Tricálcico	20 a 70
Silicato Dicálcico	10 a 60
Ferro-aluminato de cálcio	5 a 15



Sulfato de cálcio	2 a 10
Aluminato tricálcico	1 a 15
Carbonato de Cálcio	0 a 5
Óxido de magnésio	0 a 4
Óxido de cálcio	0 a 0,2

Tabela 3.4 – Composição do cimento (CIPLAN, 2018) - Continuação

### 3.1.3.2 Agregados

A areia natural empregada é advinda da jazida localizada na fazenda Rafaela, em Sobradinho/DF, explorada pela empresa BRACAL – Brasil Calcário e Areia LTDA. Na região, é chamada de “areia rosa”. A areia britada e a brita utilizadas são provenientes da jazida explorada pela empresa CIPLAN Cimentos Planalto S/A, na região da FERCAL, Sobradinho/DF. A areia britada consiste no mesmo material da brita, porém com granulometria menor e formato mais esférico. Algumas características dos materiais supracitados estão apresentadas na Tabela 3.5, enquanto suas curvas granulométricas são expostas na Figura 3.5. Imagens destes agregados, obtidas por meio de lupa eletrônica com aumento de 50 vezes, podem ser vistas na Figura 3.6.

Tabela 3. 5 - Características dos agregados do concreto (CONCRECON, 2018)

<b>Características</b>	<b>Areia Britada</b>	<b>Areia Natural</b>	<b>Brita</b>
Módulo de finura (mm)	1,15	3,32	5,88
Dimensão máxima característica (mm)	0,6	4,8	12,5
Massa específica (g/cm <sup>3</sup> )	2,62	2,69	2,70
Massa unitária (g/cm <sup>3</sup> )	1,28		
Material Pulverulento (%)	3,9	1,3	0,3

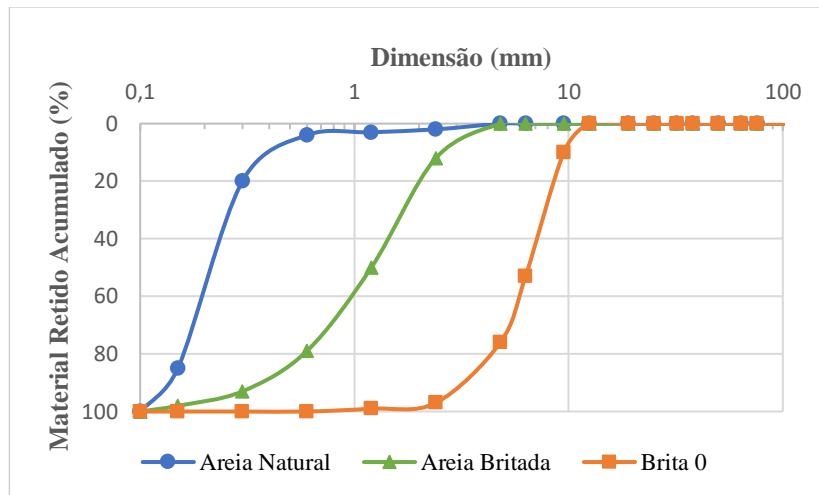


Figura 3. 5 - Curvas granulométricas dos agregados do concreto (CIPLAN, 2018)

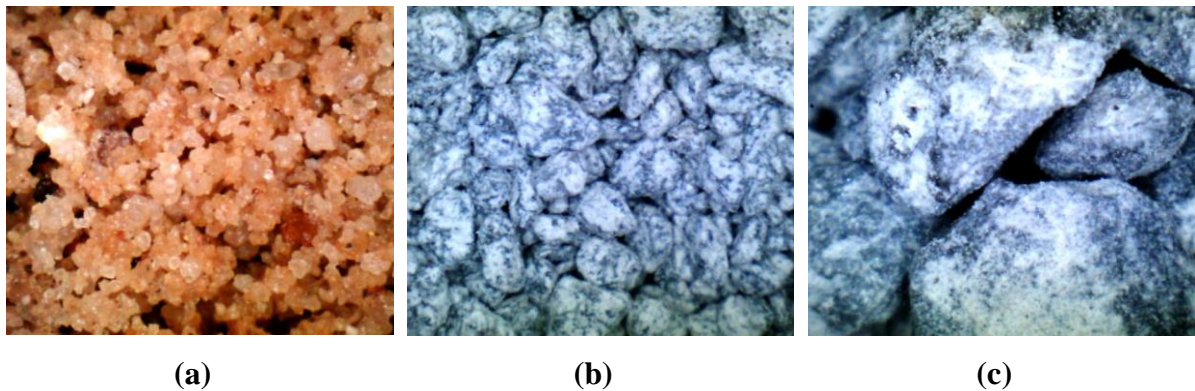


Figura 3. 6 - Imagens dos agregados do concreto (aumento de 50x). (a) Areia natural - (b) Areia britada - (c) Brita

## 3.2 MÉTODOS

A metodologia desta pesquisa está dividida em quatro partes: solo, concreto, conjunto solo-concreto e ensaios de campo. A seguir, detalha-se cada parte na ordem supracitada.

### 3.2.1 Solo

Neste item serão apresentados os procedimentos experimentais realizados com os solos descritos no item 3.1.1. Tais procedimentos se referem aos ensaios de caracterização geotécnica, caracterização químico-mineralógica, observações visuais da estrutura do solo, compactação, curva característica e cisalhamento direto. A Figura 3.7 traz um diagrama que resume os experimentos realizados.

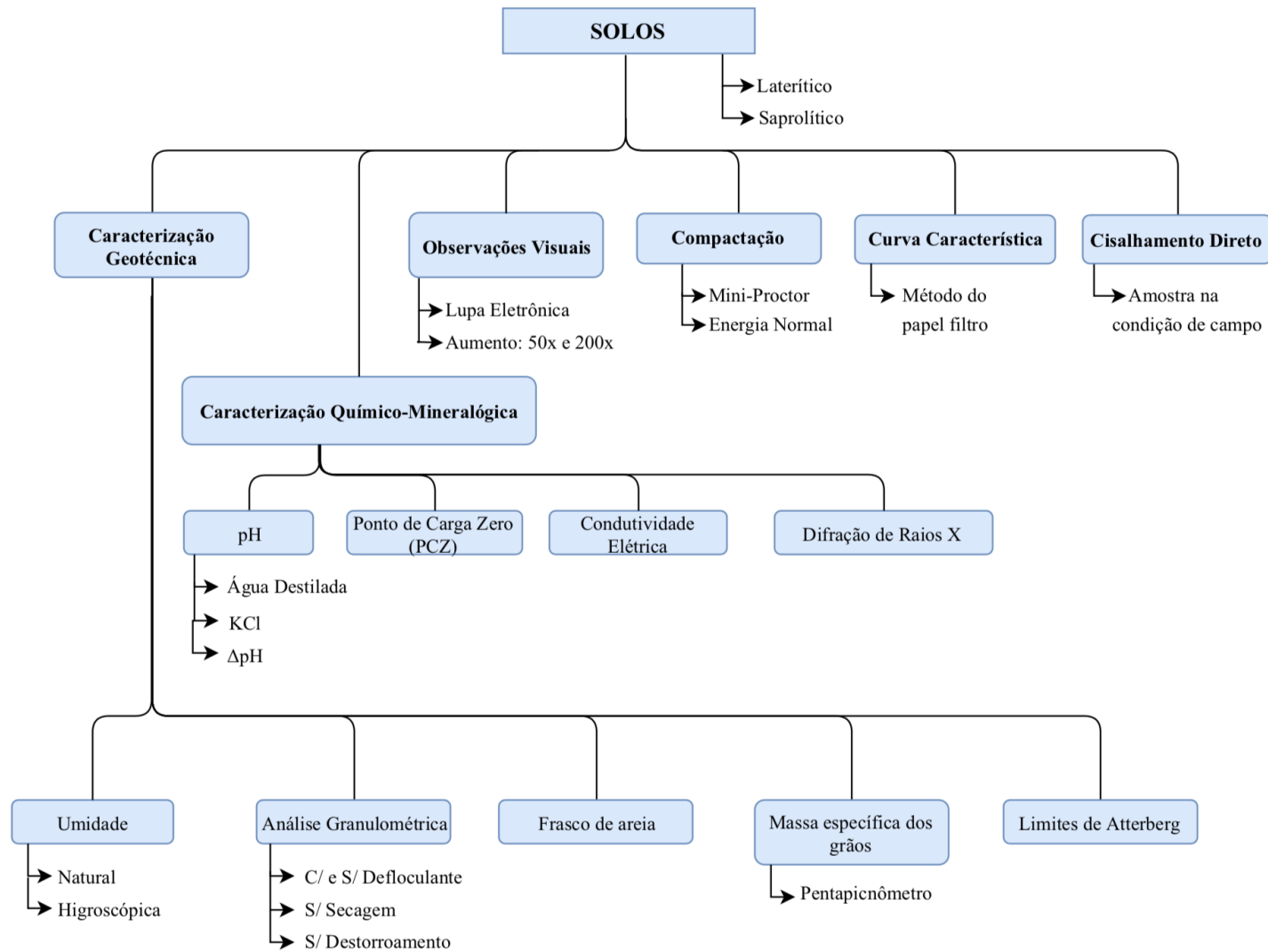


Figura 3. 7 - Organograma resumo dos ensaios realizados com os solos

### **3.2.1.1 Caracterização geotécnica**

A caracterização geotécnica compreende os ensaios de caracterização comuns à prática laboratorial em geotecnia. Realizou-se ensaios de umidade natural e higroscópica, análise granulométrica, frasco de areia, massa específica dos grãos ( $\rho_s$ ) e limites de Atterberg.

Excetuando-se o frasco de areia, realizado em campo a 1 m de profundidade (mesma profundidade de início da coleta), e a difração de Raios X, realizada no Laboratório de Difração de Raios X do Instituto de Geologia da Universidade de Brasília (IG – UnB), todos os outros ensaios de solos foram realizados no Laboratório de Geotecnia do PPGG – UnB. Cabe destacar que estes foram executados a partir de amostras deformadas e armazenadas de modo a manter sua umidade natural. Ensaios de umidade eram rotineiramente executados nestes solos para atestar a manutenção da umidade de campo.

- **Umidade natural e higroscópica**

Executou-se os ensaios conforme o Anexo A da NBR 6457 (ABNT, 2016), fazendo-se três determinações para cada uma das condições. Em cada determinação, usou-se aproximadamente 30 g de material úmido. Para a umidade natural, o solo foi coletado dos sacos, colocado nas cápsulas, pesados e inserido na estufa. Já para a umidade higroscópica, secou-se o solo ao ar até constância de massa e depois empregou-se os procedimentos do Anexo A.

- **Análise Granulométrica**

Seguiu-se parcialmente as recomendações da NBR 7181 (ABNT, 2016), sendo que para o solo laterítico não se encontrou grãos superiores ao diâmetro de 2 mm, tornando desnecessário o peneiramento grosso. No solo saprolítico utilizou-se somente a parcela passante na peneira de 4,8 mm, uma vez que neste solo, devido ao menor grau de intemperismo atuante, existem torrões muito grandes advindos da menor intemperização da rocha-mãe (ardósia). Foi verificado experimentalmente que o uso destes torrões causa uma dispersão acentuada nos resultados, sendo os mesmos eliminados. Destaca-se, ainda, que sempre foram realizados ensaios com e sem o defloculante hexametáfosfato de sódio.

O não seguimento pleno das recomendações da norma vem do fato de que os solos não foram secos previamente, nem destorroados e tão pouco se usou o dispersor de chicanas fixas nos ensaios sem defloculante. Segundo Camapum de Carvalho *et al.* (2015), o problema da secagem deve-se às fissuras e microfissuras que podem ser causadas pela contração

diferenciada gerada pela diferença na sucção entre os macroporos e microporos, ao longo do processo de secagem. Os mesmos autores ainda citam que os minerais que compõe o solo geralmente têm índices de dilatação térmica diferentes entre si, o que também induziria fissuras e trincas.

Ademais, no contexto desta pesquisa, que objetiva o melhor entendimento sobre o comportamento da interface solo-concreto em estruturas de fundação, considerou-se que, na prática, quando o concreto entra em contato com o solo, este último está em sua condição natural de umidade. Pelo mesmo motivo, e considerando que as agregações do solo podem ter papel significativo nessa relação solo-concreto, optou-se por não adotar o procedimento de destorroamento. Todas estas precauções se deram objetivando trabalhar com solos em estado o mais próximo possível da condição de campo.

Finalmente, decidiu-se não utilizar o dispersor nos ensaios sem defloculante pelo efeito desagregador que o mesmo causa, sobretudo nas amostras dos solos lateríticos. Logo, uma vez que é intuito da pesquisa impor, na medida do possível, a semelhança com a prática da engenharia, tal opção também se justifica.

- **Frasco de areia**

Este ensaio visa a determinação do peso específico aparente *in situ* empregando o frasco de areia. Respeitou-se as recomendações da NBR 7185 (ABNT, 2016). O procedimento foi realizado no fundo da vala de coleta de amostras, antes de se iniciar a mesma, ou seja, a 1 m de profundidade. A Figura 3.8 ilustra o ensaio para o solo saprolítico.



Figura 3. 8 - Ensaio de frasco de areia realizado no fundo da vala de coleta do solo saprolítico

- **Massa específica dos grãos**

Tradicionalmente, a massa específica dos grãos do solo é determinada a partir de ensaios que empregam o picnômetro, conforme consta no Anexo B da NBR 6458 (ABNT, 2016). Entretanto, o laboratório do PPGG – UnB dispõe de um pentapicnômetro da marca Quantachrome, modelo Pentapyc 5200e, aparelho que possibilita a determinação da massa específica mais rapidamente do que o ensaio tradicional. Nesta técnica, basicamente, destorroa-se o solo seco – a água interfere nos resultados – pesa-se cerca de 30 g em balança de precisão e coloca-se o material em uma das cinco células disponíveis. O equipamento, então, injeta gás hélio nesta célula de volume conhecido até uma determinada pressão ser atingida. Assim, tem-se o volume que os sólidos ocupam na célula – volume da célula menos o volume de gás injetado – e, com a massa determinada na balança de precisão, obtém-se a massa específica dos grãos.

- **Limites de Atterberg**

Estes ensaios visam a obtenção dos limites de plasticidade ( $w_p$ ) e liquidez ( $w_l$ ) dos solos. Para o  $w_p$  foram adotadas as recomendações presentes na NBR 7180 (ABNT, 2016) e para o  $w_l$  as recomendações da NBR 6459 (ABNT, 2016).

### ***3.2.1.2 Caracterização químico-mineralógica***

Neste item apresenta-se os procedimentos adotados nos ensaios de pH (em água e KCl), ponto de carga zero (PCZ), condutividade e difratometria de raios X. Conforme visto no item 2.1.2, o pH e o PCZ são de extrema importância para a análise da estabilidade da interação entre minerais e dos próprios agregados quando presentes no solo. Já a condutividade pode ser usada para atestar a migração de químicos do concreto para o solo, sendo necessária a determinação da condutividade do solo puro a fim de comparação. Por fim, a difratometria de raios X se faz relevante para a determinação de quais minerais formam o solo.

- **pH**

Os ensaios seguiram o que é preconizado no Manual de Métodos de Análises de Solo (EMBRAPA, 2018), exceto por um fator: o manual recomenda a utilização de “terra fina seca ao ar” (TFSA), ou seja, solo com umidade higroscópica, destorroado e passante na peneira de 2 mm. Contudo, tendo em vista o viés prático da pesquisa, optou-se por manter o solo na condição mais próxima à condição de campo, isto é, sem destorroamento e sem secagem.

Quanto ao mais, o procedimento consiste na medição do potencial hidrogeniônico de uma suspensão solo-líquido na proporção 1:2,5. Inicialmente, pesou-se 10 g de material em estado natural, colocando-o em um recipiente plástico. Em seguida, adicionou-se 25 ml de água destilada – ou de solução de KCl – e agitou-se a solução com um bastão de vidro por 60 segundos. Posteriormente, deixou-se a solução em repouso por uma hora e, ao final deste tempo, agitou-se novamente a solução e fez-se a determinação do pH com auxílio do pHmêtro digital da marca AKSO, modelo AK59 (Figura 3.9).



Figura 3. 9 - pHmêtro imerso em solução de solo laterítico e água destilada

- **Ponto de carga zero (PCZ)**

A determinação do PCZ se deu a partir da Eq. 3.1, proposta por Keng & Uehara (1974) como uma estimativa para tal propriedade a partir de valores de pH em água e KCl ( $1 \text{ mol l}^{-1}$ ). Estes pH foram obtidos conforme procedimento narrado no item anterior.

$$PCZ = 2 \cdot pH_{KCl} - pH_{H_2O} \quad \text{Equação 3.1}$$

- **Condutividade Elétrica**

Determinou-se a condutividade elétrica do solo utilizando-se da mesma solução feita para a determinação do pH, com auxílio do condutivímetro acoplado ao pHmêtro digital da marca AKSO, modelo AK59. Após o repouso de 1 hora, da agitação para homogeneização da suspensão e da medição do pH, agitava-se levemente a solução e o pHmêtro era imerso na solução de solo novamente, do mesmo modo indicado na Figura 3.8.

- **Difração de raios X**

As análises de DRX englobaram amostras totais e amostras da fração argila, além das amostras da fração argila com diversos tratamentos. Para todos os casos, inicia-se a preparação das amostras secando-as e destorroando-as.

Nas amostras totais, toma-se uma porção deste material seco e destorroado, colocando-a em um porta-amostra de vidro. Em seguida, procede-se com a desorientação das partículas fazendo uma espécie de raspagem sobre a amostra, em direções aleatórias, com auxílio de uma pequena placa de vidro. Este processo é conhecido como esfregaço e o aspecto final das amostras resultantes é visto na Figura 3.10a.

Já para as amostras da fração argila, o processo de preparação é mais longo. Isso porque necessita-se separar a fração argila do resto da amostra, usualmente utilizando uma centrífuga. Tal procedimento se dá em duas etapas:

- Separação da fração menor do que 0,002 mm (fração argila): coloca-se um tubo de ensaio que contém solo e água destilada na centrífuga a 750 rpm, durante 7 minutos. Após a centrifugação, coleta-se cuidadosamente o líquido sobrenadante;
- Agrupamento dos sólidos do sobrenadante: armazena-se o sobrenadante obtido em outro tubo de ensaio, e centrifuga-se este material a 3000 rpm, durante 30 minutos. O líquido é descartado e coleta-se o material impregnado na parede do tubo de ensaio. Este material é, então, colocado sobre uma lâmina de vidro e orientado. A orientação se dá através de uma outra lâmina de vidro que é abrasada suavemente contra a amostra, em uma só direção (direção longitudinal da lâmina). A Figura 3.10b ilustra a aparência das amostras da fração argila.

Em seguida, as amostras foram analisadas no difratômetro da marca RIGAKU, modelo ULTIMA IV, com tubo de cobre ( $\text{CuK}\alpha$ ) e filtro de níquel. Este equipamento tem capacidade de varredura de  $2^\circ$  a  $60^\circ$ , com passo de  $2\theta$  que foi regulado em  $0,05^\circ$  por minuto. Subsequentemente, após análise no estado natural, as amostras da fração argila são solvatadas com etilenoglicol, glicerol e aquecidas a  $490^\circ\text{C}$ , repetindo-se as análises para cada um dos três tratamentos.





(a)

(b)

Figura 3. 10 - (a) Amostras totais - (b) Amostras da fração argila

### ***3.2.1.3 Observações visuais por meio de lupa eletrônica***

As observações da estrutura do solo foram realizadas em corpos de prova advindos do ensaio para determinação da curva característica. Estes CP's apresentam massa específica aparente igual à de campo, variando o grau de saturação entre si. Assim, possibilitou-se a verificação do efeito da saturação na estrutura dos solos estudados.

O procedimento para preparação destes CP's está descrito no item 3.2.1.5. Empregou-se uma lupa eletrônica da marca AVANTSCOPE, com lentes de 50, 100 e 200 vezes de aumento.

### ***3.2.1.4 Compactação***

O procedimento de compactação adotado foi o mini-Proctor com energia normal, como descrito por Nogami & Villibor (1995). Utiliza-se moldes de 50 mm de diâmetro, soquete de 2,27 kg com 30 cm de queda livre e uma base do tipo pistão que permite a movimentação do CP durante o processo.

Para a energia normal, são aplicados 5 golpes com o soquete leve de cada lado do CP, retirando-se o calço bipartido após o primeiro golpe. Usou-se os anéis metálicos e os discos de plástico recomendados, no topo e na base da amostra.

Os referidos autores recomendam a secagem prévia, entretanto, pelos mesmos motivos explicitados no item 3.2.1.1 e a fim de comparação entre os resultados, decidiu-se realizar os

procedimentos de umedecimento e secagem, conforme o caso, a partir da umidade de compactação.

### 3.2.1.5 Curva característica

As curvas características dos solos foram obtidas usando-se a técnica de ensaio do papel filtro, conforme procedimento definido na norma D5298 (ASTM, 2010). Mede-se, por meio do ensaio, a sucção mátrica e a sucção total conforme a disposição do papel em relação ao corpo de prova. A sucção mátrica é obtida através de papéis filtro em contato com o corpo de prova, enquanto a total por meio de papéis filtro que não estão em contato com o mesmo. Para ambos é necessário o isolamento do sistema solo-papéis por pelo menos sete dias, sendo que quanto mais próximo o volume do CP for do volume da cápsula que irá acomodá-lo, mais rápido atingir-se-á o equilíbrio. Nesta pesquisa, adotou-se o tempo de equilíbrio de 10 dias. A Figura 3.11 mostra o esquema de posicionamento dos papéis filtro em relação à amostra, sendo que existem três papéis filtro em contato com o CP – os dois das extremidades para proteção do interno contra contaminação, sendo que o da extremidade inferior também é pesado e usado como controle – e dois sem contato (pesa-se os dois para controle, porém o mais próximo que foi considerado). O papel filtro utilizado foi da marca JPROLAB, modelo JP42 Faixa Azul, 80 g/m<sup>2</sup>, 0,00021 g de cinzas e permeabilidade ao ar de 3 l/s.m<sup>2</sup>. Ressalta-se que este papel foi calibrado por Borges *et al.* (2010).

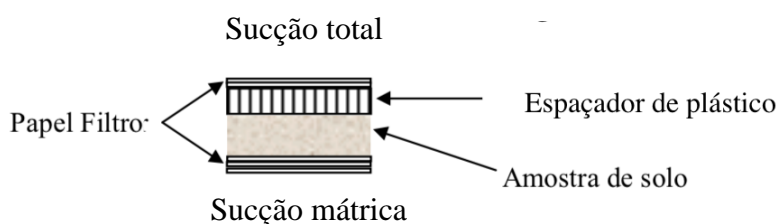


Figura 3. 11 - Esquema de colocação dos papéis-filtro (Modificado – Guimarães, 2002)

- **Obtenção dos corpos de prova**

Utilizou-se corpos-de-prova de 50 mm de diâmetro e 25 mm de altura. Estes CP's foram obtidos a partir das amostras deformadas de solo, com umidade igual à de campo. A fim de remoldar este solo nas mesmas condições naturais, adotou-se um procedimento de compactação semi-estático, no qual uma massa de solo pré-definida era levada à compactação através da prensa de CBR, controlando-se a altura da amostra e, portanto, o índice de vazios (Figura 3.12a). Uma vez que este índice de vazios atingisse o de campo, suspendia-se a ação

da prensa e extraía-se o CP do molde com o auxílio do extrator do mini-Proctor (Figura 3.12b). Salienta-se que foram usados os mesmos anéis metálicos e discos de plástico que são utilizados na compactação mini-Proctor.

Para o solo laterítico, extremamente poroso em campo ( $e = 2,2$ ), não foi possível realizar a compactação para este índice de vazios, uma vez que se trabalhou com amostras deformadas e as cimentações ocorrentes em campo foram perdidas. Neste caso, adotou-se o valor de índice de vazios 1,6, correspondente ao índice de vazios do solo laterítico encontrado no Campo Experimental do PPGG – UnB, a um metro de profundidade (Guimarães, 2002).

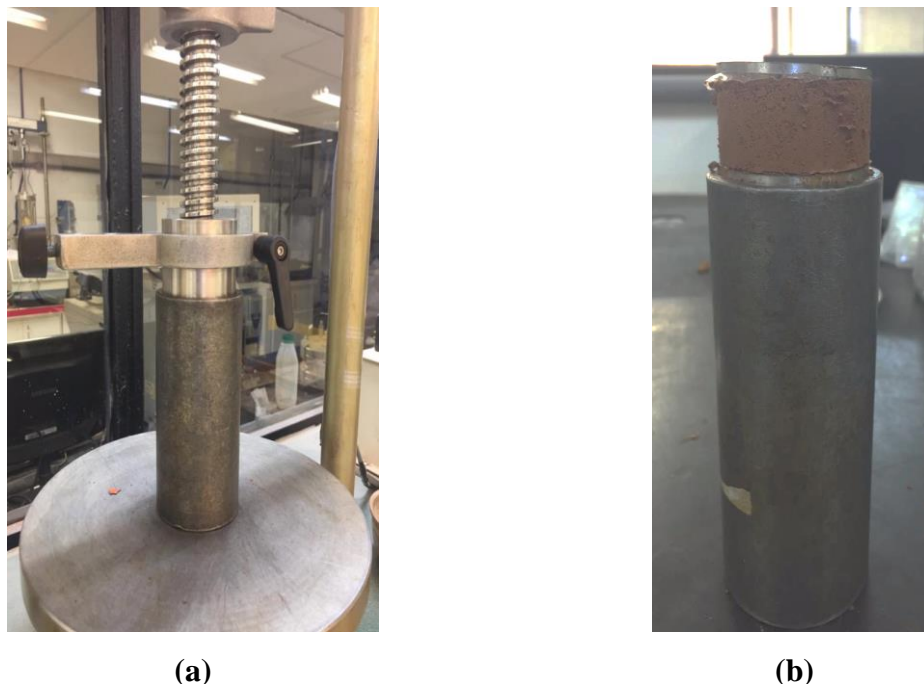


Figura 3. 12 - (a) Processo de compactação semi-estática - (b) CP de solo obtido

- **Imposição de umidades aos corpos de prova**

Uma vez moldados, os CP's eram secos ou molhados a partir da umidade natural, a fim de se atingir graus de saturação previamente estipulados (Figura 3.13). Quando os mesmos chegavam à condição desejada, atestada pela massa do CP, montava-se o ensaio propriamente dito. Pretendia-se um total de catorze pontos para cada curva característica, representando os seguintes graus de saturação: 5%, 10%, 15%, 20%, 25%, 30%, 35%, 45%, 55%, 65%, 75%, 85%, 90% e 95%.



(a)

(b)

Figura 3. 13 - (a) CP's durante a imposição da umidade desejada - (b) umedecimento de um CP de solo saprolítico

- **Montagem e isolamento dos corpos de prova com papel filtro**

Primeiramente, seca-se os papéis filtro em estufa por 2 horas a 110 °C. Em seguida, a montagem do ensaio se dá com o posicionamento dos papéis filtro que ficarão em contato com o CP sobre um filme de PVC (Figura 3.14a). Logo depois, coloca-se o CP sobre estes papéis filtro (Figura 3.14b). Este conjunto é, então, inserido na cápsula que o armazenará durante o tempo de equilíbrio. Em seguida, posiciona-se o espaçador de plástico sobre o CP e faz-se a colocação dos papéis filtro que não estarão em contato direto com CP sobre o mesmo (Figura 3.14c). Finalmente, fecha-se a cápsula com auxílio de fita isolante (Figura 3.14d), a coloca-se em uma caixa de isopor também selada com fita isolante e armazena-se o conjunto em câmara úmida à temperatura constante.

Destaca-se que os papéis-filtro utilizados na aferição da sucção total e o interno (meio) da sucção mátrica têm 4,5 cm de diâmetro, enquanto os outros – exteriores da mátrica – têm diâmetro igual a 4,9 cm



(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 3. 14 - (a) Papéis filtro da sucção mátrica sobre filme de PVC - (b) CP sobre os papéis filtro da sucção mátrica - (c) Colocação dos papéis filtro da sucção total - (d) Cápsula isolada

- **Aferição da sucção**

Após os dez dias de equilíbrio, as cápsulas são abertas e se pesa, rapidamente, os papéis filtro úmidos em balança com divisão de 0,00001 g. Subsequentemente, os coloca em estufa a 110 °C por no mínimo quatro horas, seguindo com a pesagem dos papéis secos. A partir do valor de umidade encontrado, utiliza-se as Eq. 3.2 e 3.3 para se obter a sucção em kPa (Borges *et al.*, 2010).

$$\text{Sucção (kPa)} = e^{[(161,44-w)/24,04]}, \text{ para } w > 55\% \quad \text{Equação 3.2}$$

$$\text{Sucção (kPa)} = e^{[(79,782-w)/6,26]}, \text{ para } w < 55\% \quad \text{Equação 3.3}$$

Também se utiliza da Eq. 3.4 para transformar este valor de kPa para pF (logaritmo da coluna d'água em centímetros).

$$Sucção (pF) = \text{Log}_{10}[Sucção (kPa) \cdot 10,197] \quad \text{Equação 3.4}$$

Ademais, com os valores da sucção em pF e o índice de vazios, obtido conforme se narra no tópico seguinte, é possível plotar a sucção multiplicada pelo índice de vazios (sucção transformada) *versus* o parâmetro grau de saturação. Camapum de Carvalho e Lerouiel (2004) propõem essa transformação que possibilita estimar a sucção no decorrer de um ensaio no qual o índice de vazios e a umidade são conhecidos.

- **Índice de vazios e grau de saturação dos CP's após o equilíbrio**

Uma vez feito o procedimento para determinação da umidade dos papéis filtro, pesa-se cada CP e mede-se, com paquímetro, o diâmetro em três pontos do corpo, bem como sua altura. Em seguida, procede-se com o ensaio da balança hidrostática conforme preconizado pela NBR 10838 (ABNT, 1988), que fornecerá outra medida de índice de vazios. Este ensaio se vale do princípio de Arquimedes para obter o volume do corpo de prova. Ao seu final, determina-se a umidade de cada CP, umidade esta que será usada para o cálculo do grau de saturação, tanto para o índice de vazios obtido por meio das medidas com paquímetro quanto por meio da balança hidrostática.

### **3.2.1.6 Cisalhamento direto**

Os parâmetros de resistência mecânica estudados nesta pesquisa – ângulo de atrito ( $\phi$ ) e coesão ( $c$ ) – foram obtidos a partir de ensaios de cisalhamento direto, nos quais, basicamente, faz-se um corte na metade da altura do CP, utilizando-se de uma caixa bipartida. O ensaio é geralmente feito para diferentes tensões normais aplicadas sobre CP's distintos (Figura 3.15). Durante o ensaio, registra-se a força cisalhante, o deslocamento vertical e o deslocamento horizontal da amostra até a ruptura ou até um deslocamento horizontal estabelecido como limite.

Seguiu-se o preconizado por Head & Epps (2011) para ensaios do tipo consolidado drenado (CD), para condições de umidade naturais de campo. Neste tipo de ensaio, aplica-se a carga normal à amostra e espera-se a consolidação, que se deu entre 2 e 4 horas, definida pela estabilização dos deslocamentos verticais. Em seguida, inicia-se o processo de cisalhamento a

uma velocidade determinada a partir do tempo de consolidação, tendo em vista evitar o surgimento de poropressões positivas nos CP's.



Figura 3. 15 - CP de solo saprolítico após o cisalhamento

O equipamento utilizado foi o modelo 26-2112 da marca *ELE International*, presente no Laboratório do PPGG – UnB.

- **Obtenção dos corpos de prova**

Valeu-se da própria caixa de cisalhamento e adotou-se o mesmo procedimento de remoldagem narrado no item 3.2.3.1. A diferença é que nos moldes era inserido apenas solo, e utilizou-se placas perfuradas e porosas para os dois lados da amostra, e não só para um como no caso do conjunto solo-concreto. Ainda se informa que a caixa de cisalhamento utilizada foi a quadrada de 9,96 cm x 9,96 cm, com 3,40 cm de altura.

- **Velocidade do cisalhamento**

Guimarães (2002) resume a determinação da velocidade como segue:

- Estima-se o tempo requerido para que ocorra 100% do adensamento ( $t_{100}$ ) utilizando algum dos métodos disponíveis na literatura (o referido autor utilizou-se do método de Casagrande, por exemplo);
- Calcula-se o tempo requerido para ruptura ( $t_f$ ) a partir da equação proposta por Gibson & Henkel (1954), apresentada na Eq. 3.5;

$$t_f = 12,7 \cdot t_{100}$$

Equação 3.5

- Estima-se um valor de deslocamento previsto para ruptura ( $d$ ) e calcula-se a velocidade de deslocamento relativo entre as duas partes sobrepostas da caixa ( $v_f$ ) segundo a Eq. 3.6.

$$v_f = \frac{d}{t_f} \quad \text{Equação 3.6}$$

Nesta pesquisa, adotou-se a velocidade de 0,03 mm/min, a mesma utilizada por Guimarães (2002) e Mascarenha (2003) em ensaios de cisalhamento direto de solos e de interfaces de solo laterítico - microconcreto. Tal velocidade foi sempre verificada quanto a ser lenta o suficiente para não se gerar poropressões positivas na amostra, valendo-se do procedimento resumido acima e do *software DataSystem 7*, disponível no Laboratório do PPGG – UnB, a partir de dados dos ensaios de adensamento anteriores ao cisalhamento. Para tal verificação, o deslocamento previsto para ruptura ( $d$ ) foi considerado de 3 mm.

- **Cálculo das tensões cisalhantes e tensões normais**

Para estas duas tensões, adotou-se o cálculo a partir da área corrigida, que nada mais é do que o cálculo das tensões considerando a área efetivamente em contato, ou seja, o deslocamento já ocorrido faz a área diminuir gradualmente.

- **Definição da ruptura**

O critério de ruptura utilizado seguiu o método gráfico de Pereira (2013) e Feuerharmmel (2007), citados por Massocco (2017):

- Para curvas de tensão cisalhante por deslocamento horizontal que apresentam picos bem definidos, com uma queda nas tensões subsequentemente, a tensão no pico é considerada a tensão de ruptura;
- Para curvas que apresentam uma constância ou pouca variação, o valor constante da tensão cisalhante é considerado a tensão de ruptura;
- Para curvas que apresentam tensão cisalhante contínua crescente, a ruptura é definida como o ponto correspondente ao início de constância da inclinação.

Ressalta-se que o método definido acima abarca o critério de ruptura adotado por Guimarães (2002) e Mascarenha (2003).



### **3.2.2 Concreto**

Neste item serão apresentados os procedimentos experimentais adotados para a confecção dos CP's de concreto, bem como as metodologias de ensaio seguidas. São estes os ensaios: determinação da consistência do concreto através do abatimento do tronco de cone (slump test), peso específico dos sólidos, curva característica (para duas idades distintas), resistência à tração por compressão diametral (para diferentes relações comprimento/diâmetro do CP e acompanhando-se a sucção por meio da técnica de papel filtro), resistência à compressão axial e módulo de elasticidade estático na compressão. A Figura 3.16 mostra um organograma resumo dos ensaios realizados com o concreto.

Todos os ensaios citados acima – exceto a determinação da consistência e da curva característica – foram realizados para as idades de 10, 14, 28, 60 e 90 dias de cura. Por conta da disponibilidade dos equipamentos nos laboratórios, os ensaios foram realizados em diferentes locais, porém sempre mantendo um local e equipamento único para o mesmo tipo de ensaio. Estes laboratórios são especificados em cada um dos itens a seguir concernentes aos respectivos ensaios.

#### ***3.2.2.1 Consistência do concreto através do abatimento do tronco de cone (slump test)***

Este ensaio visa a determinação da consistência do concreto em estado fresco através de seu assentamento. Os procedimentos adotados seguem a norma NBR NM 67 (ABNT, 1998).

O concreto utilizado foi moldado no Laboratório de Ensaio de Materiais (LEM) do Programa de Pós-Graduação em Estruturas e Construção Civil da Universidade de Brasília (PECC – UnB), com mistura feita em betoneira de eixo vertical.

#### ***3.2.2.2 Resistência à tração por compressão diametral com acompanhamento da sucção***

Este ensaio visa determinar a resistência à tração do concreto conforme descrito na norma NBR 7222 (ABNT, 2011), definindo ainda a sucção atuante nos corpos de prova por meio da técnica de papel filtro. Resumidamente, isola-se os CP's com papel filtro por dez dias (sete no caso dos CP's ensaiados com 10 dias de cura), afere-se a sucção e, posteriormente,

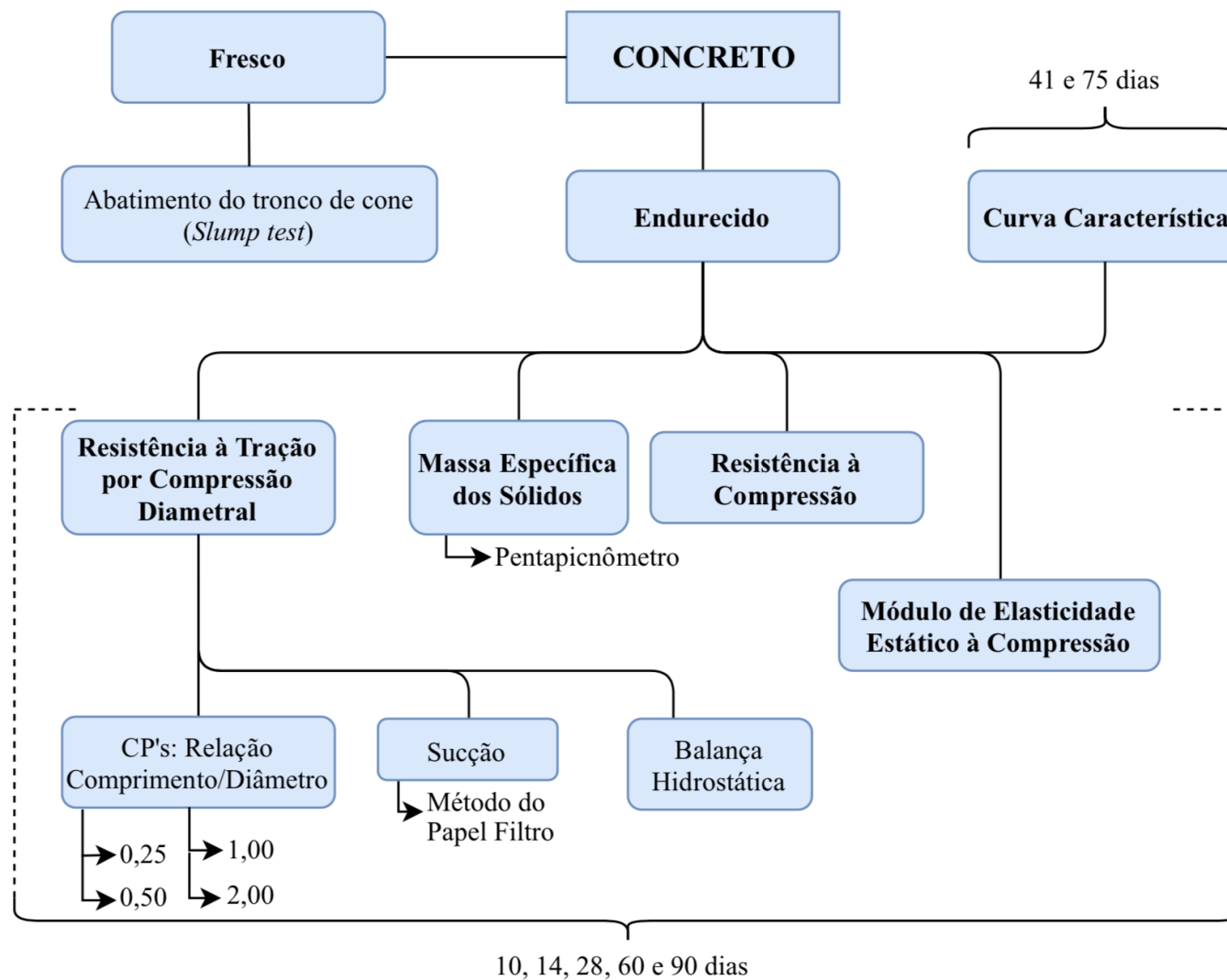


Figura 3. 16 - Organograma resumo dos ensaios realizados com concreto

determina-se a resistência à tração por meio da Eq. 3.7, a partir do ensaio de compressão diametral ilustrado na Figura 3.17.

$$f_{ct,sp} = \frac{2F}{\pi \cdot D \cdot l} \quad \text{Equação 3.7}$$

Onde:

$f_{ct,sp}$  = resistência à tração por compressão diametral (MPa);

F = força máxima obtida no ensaio (N);

D = diâmetro do corpo de prova (mm);

l = comprimento do corpo de prova (mm).



Figura 3. 17 - Ensaio de compressão diametral

A NBR 7222 (ABNT, 2011) preconiza a utilização de corpos de prova com relação comprimento/diâmetro entre 1 e 2. Entretanto, Lima (2018) analisou a relação entre resistência à tração e sucção utilizando-se de CP's com tal relação igual a 0,46, na média. Portanto, julgou-se relevante a realização de ensaios para diferentes relações comprimento/diâmetro, a fim de possibilitar comparações e analisar as possíveis limitações advindas do uso de CP's fora do padrão.

Os ensaios de sucção foram realizados no Laboratório do PPGG – UnB. Dali, transportou-se os CP's para o Laboratório da obra TTN, onde foram executados os ensaios de resistência à tração.

- **Moldagem dos CP's**

Todos os CP's são cilíndricos e têm diâmetro igual a 100 mm. Os comprimentos adotados foram de 25, 50, 100 e 200 mm, estabelecendo, assim, as relações comprimento/diâmetro estudadas: 0,25, 0,50, 1 e 2.

Foram fabricados moldes feitos com tubos de PVC, bases de madeira plastificada e massa de calafetar, com exceção para o de comprimento igual a 200 mm (molde de aço padrão). A confecção destes CP's se deu em campo, aproveitando-se da concretagem de uma estaca hélice-contínua da OAE 06. O concreto usinado, de traço apresentado no item 3.1.3, era coletado do caminhão betoneira e colocado diretamente nos moldes. Estes foram, então, adensados manualmente. Para os CP's padrão (100 mm x 200 mm), dividiu-se o preenchimento do molde em duas camadas, aplicando 12 golpes em cada camada, conforme procedimento especificado na NBR 5738 (ABNT, 2015). Os demais CP's foram preenchidos em uma única camada devido ao seu comprimento reduzido, aplicando-se 12 golpes com a haste. Leves golpes na face externa do molde foram aplicados em todos os CP's, para fechamento de eventuais vazios.

Em seguida, os CP's foram armazenados em local isolado de intempéries e mantidos úmidos por 24 horas. Após esse tempo, procedeu-se com a desforma e identificação dos CP's, que eram então transportados para a câmara úmida do Laboratório do PPGG – UnB, com auxílio de uma caixa contendo serragem, papel-bolha e geotêxteis não tecidos, com intuito de minimizar os possíveis efeitos negativos do transporte sobre os CP's. A Figura 3.18 mostra os moldes preenchidos de concreto fresco.

No total, foram moldados 160 CP's para este ensaio. Isso porque, para cada uma das cinco idades de cura, tem-se 3 CP's de cada relação comprimento/diâmetro, sendo 4 as relações. Logo, seriam necessários no mínimo 60 CP's. Porém, por prudência, ainda foram confeccionados 5 CP's reservas para cada relação comprimento/diâmetro. Somando os CP's citados, ter-se-ia um total de 80. Uma vez que se aproveitou do expediente da obra para a obtenção destes CP's, acompanhou-se mais um dia de concretagem e repetiu-se a confecção de outros 80 CP's.

Assim, denominou-se os CP's obtidos na primeira concretagem como CP's da 1ª leva. Já os fabricados na concretagem posterior são denominados de CP's da 2ª leva.



Figura 3. 18 - (a) Moldes de PVC fabricados (b) Moldes de aço padrão

- **Ensaio de sucção com papel filtro**

O procedimento de determinação da sucção através da técnica do papel filtro segue a mesma lógica descrita no item 3.2.1.5. Porém, ressalta-se que não houve imposição de condição de umidade aos CP's, visto que o objetivo era simplesmente obter-se uma relação entre a resistência à tração e a sucção atuante nas amostras ao longo do tempo de cura. Outra diferença é o tamanho do papel filtro utilizado: para maximizar a área na qual o papel filtro atua em relação ao tamanho do CP, o mesmo foi cortado com 9 cm (papéis externos) e 8 cm (papéis internos) de diâmetro. Expõe-se, também, que não foram utilizadas cápsulas para o isolamento do conjunto CP de concreto – papel filtro. Este foi isolado com auxílio de filme plástico, fita isolante e saco plástico com fecho hermético e armazenado na câmara úmida (Figura 3.19).

Idealmente, este procedimento de determinação da sucção deveria ser feito para todos os CP's, mas isso tornaria outros ensaios inexequíveis devido ao tempo demandado. Portanto, determinou-se a sucção para seis corpos-de-prova por idade: os três de comprimento igual a 25 mm e os três de comprimento de 50 mm. De toda maneira, todos os CP's eram isolados com filme plástico a fim de estabelecer a mesma condição de cura para a totalidade das amostras.

O tempo de equilíbrio foi o mesmo adotado quando da determinação da curva característica do solo: 10 dias. Ou seja, 10 dias antes da idade na qual realizar-se-ia os ensaios de resistência à tração, os CP's e papéis filtro eram submetidos ao processo de isolamento supracitado. Entretanto, para a idade de ensaio de 10 dias, foi adotado um tempo de isolamento de 7 dias, uma vez que se julgou possível haver contaminação do papel filtro por compostos químicos eventualmente advindos do concreto caso os papéis fossem colocados antes dos 3

primeiros dias de cura. A Figura 3.20 traz um esquema do planejamento temporal destes ensaios.

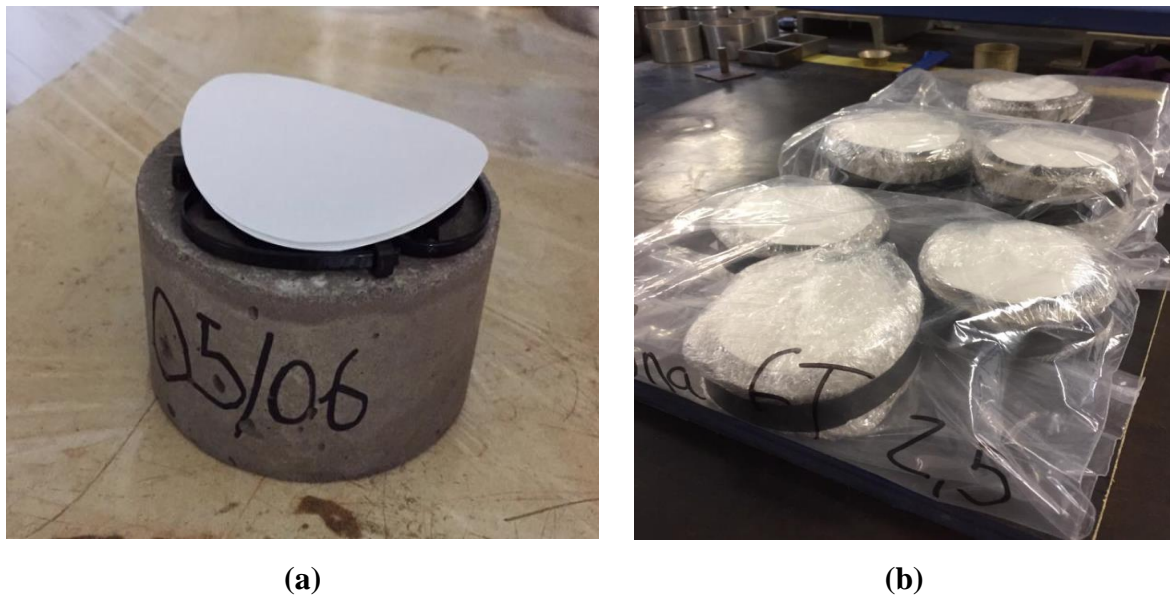


Figura 3. 19 - (a) CP imediatamente antes do isolamento - (b) CP's isolados



Figura 3. 20 - Cronograma dos ensaios de sucção e resistência à tração do concreto

- **Índice de vazios e grau de saturação após a ruptura**

Após a ruptura, pedaços dos CP's eram armazenados em sacos plásticos com intuito de evitar perdas de umidade. Em seguida, transportava-os de volta ao Laboratório do PPGG – UnB para a realização do ensaio da balança hidrostática e de umidade em estufa, conforme a

NBR 10838 (ABNT, 1988) e a NBR 6457 (ABNT, 2016), respectivamente. Estes procedimentos possibilitam a obtenção do índice de vazios e do grau da saturação do concreto.

### ***3.2.2.3 Massa específica dos sólidos***

Objetivando conhecer o valor da massa específica dos sólidos do concreto ao longo do tempo de cura, pedaços do concreto obtidos ao final do ensaio de resistência à tração eram submetidos ao pentapicnômetro, equipamento descrito no item 3.2.1.1. Para tal, estes pedaços eram previamente secos em estufa e pulverizados com auxílio de uma marreta.

### ***3.2.2.4 Resistência à compressão***

No mesmo dia da concretagem dos corpos de prova da 1ª leva para o ensaio de resistência à tração por compressão diametral, moldou-se mais 20 CP's para a determinação da resistência à compressão em todas as idades estudadas. Ressalta-se que estes CP's são cilíndricos com 200 mm de comprimento e 100 mm de diâmetro, confeccionados em moldes de aço padrão. Estes CP's também eram isolados 10 dias antes do ensaio (7 dias antes no caso da idade de 10 dias), a fim de se impor ao concreto as mesmas condições de cura dos CP's utilizados no ensaio de resistência à tração.

Os ensaios seguiram a NBR 5739 (ABNT, 2018) e foram realizados no laboratório da obra TTN. Para a propriedade em questão, ainda se tem os resultados advindos dos ensaios realizados pelo controle tecnológico da obra e disponibilizados à pesquisa.

### ***3.2.2.5 Módulo de elasticidade estático à compressão***

Realizou-se a confecção de 25 corpos de prova para a realização dos ensaios de módulo de elasticidade do concreto endurecido. Esta fabricação ocorreu na obra, assim como apresentado no item 3.2.2.2, aproveitando-se da concretagem de estacas com o mesmo traço de concreto estudado. Para justificar tal quantidade de CP's, menciona-se que, para cada idade, são necessários cinco CP's: dois para determinação da tensão de ruptura à compressão (parâmetro utilizado posteriormente no ensaio de módulo) e três para a determinação do módulo propriamente dito, os quais são instrumentados com medidores de deformação. Todos os CP's foram confeccionados a partir de moldes de aço padrão (200 mm de comprimento e

100 mm de diâmetro) e desformados e armazenados igualmente aos CP's destinados ao ensaio de resistência à tração. Antes do experimento, estes CP's tinham suas bases retificadas.

Os ensaios seguem o que é preconizado na NBR 8522 (ABNT, 2017) em sua metodologia denominada de “Metodologia A: Tensão fixa”. Estes experimentos foram realizados no Laboratório de Concreto do Instituto Federal de Brasília – Campus Samambaia (IFB – Samambaia), utilizando uma prensa da marca EMiC de 300 kN. Os medidores de deformação empregados são da mesma marca e compõe o conjunto vendido pelo fabricante da prensa (Figura 3.21).

Foi necessária a fabricação de mais 5 CP's devido à disponibilidade do laboratório para a realização dos ensaios de 14 dias de idade. Logo, repetiu-se o procedimento de concretagem em outro dia.

Por fim, destaca-se que os CP's eram isolados nas mesmas idades de isolamento – devido aos ensaios com papel filtro – dos CP's confeccionados para os ensaios de resistência à tração. Isso se deve à intenção de impor as mesmas condições de cura para todos os corpos de prova ensaiados. Ou seja, 10 dias antes do ensaio – ou 7, para o caso da idade de 10 dias – os CP's eram embalados com filme plástico, fita isolante e sacos plásticos e acondicionados na câmara úmida.



Figura 3. 21 - Ensaio de módulo de elasticidade à compressão



### 3.2.2.6 Curva característica

Aproveitando-se de corpos de prova reservas advindos dos ensaios de resistência à tração, buscou-se determinar a curva característica do concreto para duas idades distintas: aos 41 e aos 75 dias. Os CP's utilizados eram de 25 mm de comprimento e provinham da 1ª (41 dias) e da 2ª leva (75 dias). Para cada uma das idades, dispunha-se de 8 CP's, os quais foram pesados e medidos, com paquímetro, em três pontos do diâmetro e três da altura.

Os procedimentos de colocação dos papéis filtro, isolamento do conjunto concreto-papéis, tempo de equilíbrio, aferição da sucção (umidade dos papéis) e cálculo do índice da vazios e grau de saturação após o equilíbrio, por meio da balança hidrostática, seguem o explicitado no item 3.2.1.5, sendo a única mudança relevante a dimensão dos papéis filtro. Pelos motivos mencionados no item 3.2.3.2 (maximização da área de contato entre papel e amostra), utilizou-se papéis com 9 e 8 cm de diâmetro. Ressalta-se que, por conta das dimensões dos CP's, empregou-se cápsulas maiores para acomodá-los.

- **Imposição de umidades aos CP's**

Os corpos de prova eram retirados da câmara úmida e secos ao ar por 48 horas. Então, isolava-se o primeiro corpo de prova com auxílio de filme plástico e fita isolante, ainda sem papéis filtro, e colocava-se outro CP para secagem na estufa. Este CP, além de servir para a aferição da sucção em condições de baixa saturação do concreto, ainda fornecia um valor de umidade que era usado no cálculo da estimativa do grau de saturação dos outros CP's durante o processo, uma vez que se tinha o volume, peso e massa específica do concreto para todos os CP's.

Em seguida, colocava-se os CP's restantes em uma caixa e iniciava-se o processo de saturação por capilaridade: enchia-se a caixa de água até 1/3 da altura dos CP's e se mantinha tais condições por 24 horas. Ao final deste período, isolava-se um CP com filme plástico. Logo após, aumentava-se a altura da coluna d'água na caixa para 2/3 da altura dos CP's por mais 24 horas. Semelhantemente à etapa anterior, isolava-se mais 2 CP's com filme plástico. Finalmente, submetia-se os 3 CP's restantes à imersão total por 24 horas e isolava-se um deles. Aumentava-se, então, a coluna d'água para o dobro da altura dos corpos-de-prova e, ao final de mais um dia, isolava-se o penúltimo CP. O último CP era sujeito a 5 horas de fervura, com intuito de expulsar o ar ainda restante no concreto, e isolado subsequentemente. A Figura 3.22 mostra um esquema do procedimento narrado.

Uma vez que todos os corpos de prova se encontravam isolados com filme plástico, abria-se este papel, pesava-se o corpo de prova novamente e procedia-se com o isolamento após colocação dos papéis filtro, como exposto no item 3.2.1.5. Ao final dos 10 dias de equilíbrio, fazia-se a pesagem dos papéis filtro para determinação da sucção e, subsequentemente, o ensaio da balança hidrostática.

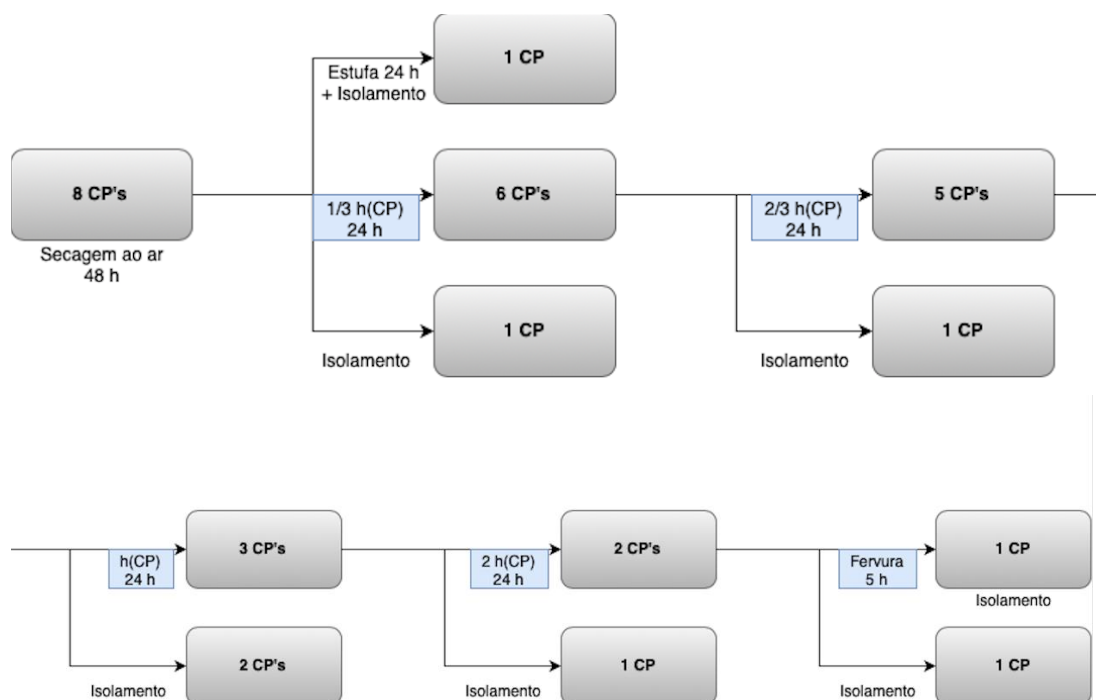


Figura 3. 22 - Diagrama do processo de imposição de umidade nos CP's de concreto

### 3.2.3 Conjunto solo-concreto

Este item apresentará os procedimentos experimentais realizados com o conjunto solo-concreto, que consiste em um corpo de prova prismático, de seção transversal quadrada, sendo metade de seu volume concreto e a outra metade solo. Além dos processos empregados para a confecção destes corpos de prova, apresentar-se-á os métodos para medidas de sucção mátrica (tanto no concreto quanto no solo), ensaios de cisalhamento direto da interface, análise visual qualitativa, microscopia eletrônica de varredura, umidade, pH, condutividade e análise granulométrica. Os quatro últimos ensaios citados referem-se a ensaios realizados no concreto e em duas porções do solo: a mais afastada (topo) e a próxima à interface com o concreto. Na Figura 3.23, ilustra-se um resumo dos procedimentos realizados com o conjunto, enquanto na Figura 3.24 é mostrado um conjunto solo laterítico – concreto.

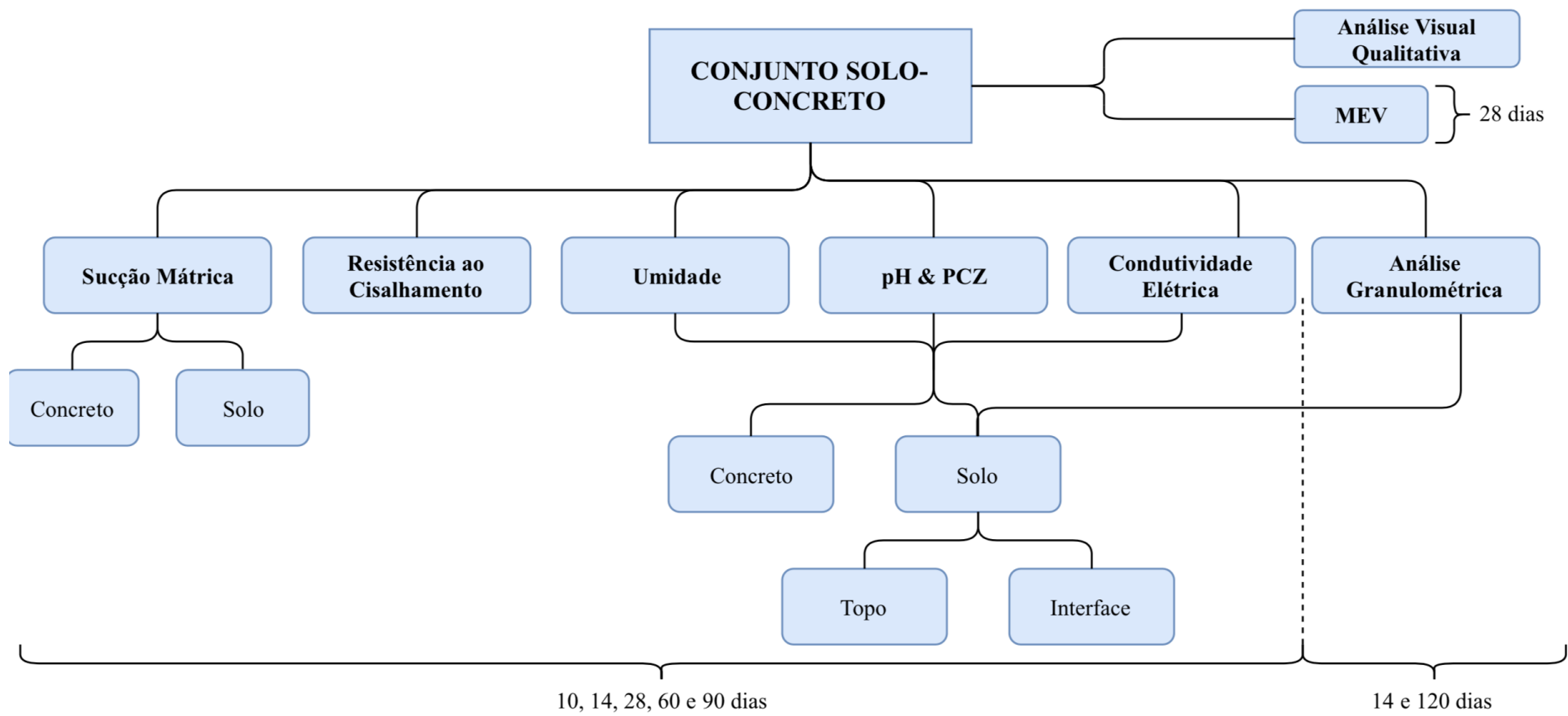


Figura 3. 23 - Diagrama resumo dos ensaios realizados com o conjunto solo-concreto



Figura 3. 24 - Conjunto solo (laterítico) – concreto

### ***3.2.3.1 Moldagem dos conjuntos***

- **Fabricação dos moldes**

Visto que a obtenção de parâmetros de resistência mecânica da interface era o principal objetivo destes conjuntos, a confecção dos mesmos partiu da premissa que estes teriam as dimensões da caixa bipartida grande disponível no equipamento de cisalhamento direto do laboratório do PPGG – UnB. A referida caixa tem a seção transversal quadrada e apresenta dimensões iguais à 99,6 x 99,6 x 34,0 mm, sendo que a altura do plano de cisalhamento é de 15,6 mm.

Assim, projetou-se um molde de aço usinado, com a mesma altura da caixa e seção interna quadrada de 99,2 mm, ligeiramente menor do que a caixa para garantir que o corpo de prova caberia na mesma, após desforma do molde. Porém, percebe-se que a folga ainda é pequena o suficiente para não comprometer o ensaio de cisalhamento direto. A precisão do torno utilizado na usinagem, dotado de comando numérico computadorizado (CnC), é de  $\pm 0,02$  mm. A Figura 3.25 mostra uma representação do molde e o resultado do projeto. Salienta-se que o tarugo de aço que vai no fundo do molde (peça com maior transparência na Figura 3.25a) é somente um calço utilizado no intuito de se deixar livre um espaço para a placa perfurada e a pedra porosa acima do solo, quando do ensaio de cisalhamento direto.

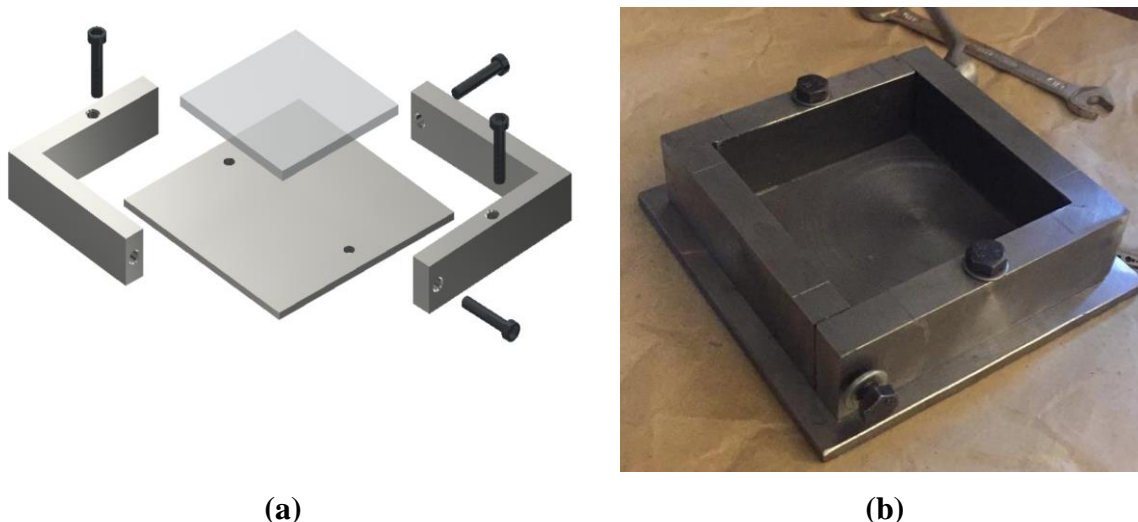


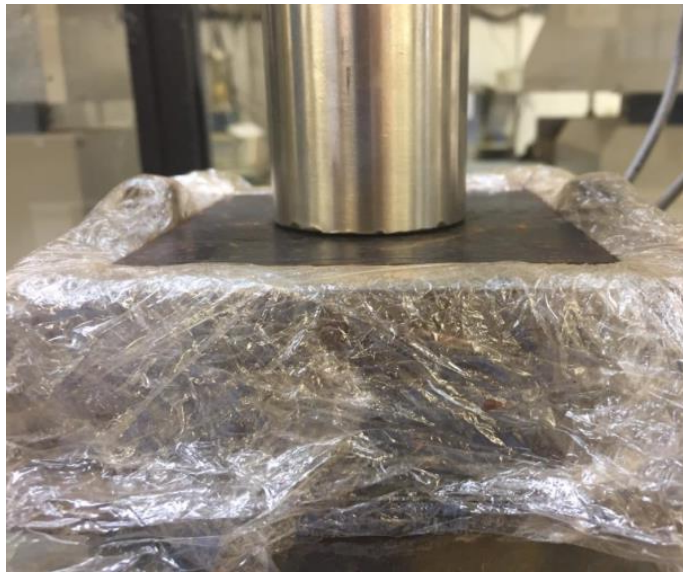
Figura 3. 25 – (a) Representação computadorizada do molde – (b) resultado do projeto

- **Moldagem dos corpos de prova solo-concreto**

Iniciava-se o processo passando-se uma camada de vaselina no interior do molde, seguida por uma película de filme plástico, a fim de evitar aderências entre os materiais e o molde na desforma. Então, adicionava-se uma quantidade pré-determinada de solo, calculada a fim de, ao final do processo de compactação semi-estático, o prisma de solo se encontrar nas mesmas condições de campo (índice de vazios e umidade), além de seu topo coincidir com o plano de ruptura do equipamento de cisalhamento. Isso era feito por meio do uso de um tarugo de aço usinado nas mesmas dimensões que o concreto precisaria ter (99,2 x 99,2 x 15,6 mm). Colocava-se o tarugo acima do solo e centralizava-se o pistão da prensa de CBR acima do mesmo, procedendo-se, então, com a compactação. Quando este tarugo faceava as extremidades superiores do molde (Figura 3.26a) – ou seja, quando o espaço livre no molde era exatamente o volume desejado de concreto – suspendia-se a compactação.

Em seguida, retirava-se o tarugo do molde com auxílio de um ímã (Figura 3.26b). O espaço vazio foi então preenchido com concreto (Figura 3.26c), de mesmo traço dos citados concretos anteriormente. Colocava-se o conjunto sobre uma mesa vibratória e, na menor das intensidades, procedia-se com uma leve vibração por 30 segundos, a fim do concreto ocupar o máximo de espaços vazios possíveis (Figura 3.26d).

Lembra-se que, para o solo laterítico, não se conseguiu uma compactação efetiva para o mesmo índice de vazios do campo ( $e = 2,2$ ), sendo o mesmo reajustado para 1,6 (item 3.2.1.5).



(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 3. 26 – (a) Faceamento do tarugo com a borda superior do molde - (b) Retirada do tarugo com ímã - (c) Colocação do concreto acima do solo remoldado - (d) Final do processo

Depois de todos os processos descritos, e após certo endurecimento inicial do concreto, armazenava-se os moldes em local de temperatura controlada, cobrindo-os com panos úmidos que eram trocados por 3 vezes até a passagem de 24 horas, momento no qual se fazia a desforma. Com os conjuntos desformados, isolavam-se os mesmos com filme plástico e aguardava-se o tempo necessário para os próximos ensaios.

No total, fabricou-se 60 conjuntos. Isso porque eram 6 conjuntos para cada uma das cinco idades estudadas (3 para cada tipo de solo), além de uma duplicata de conjuntos que serviram como reservas para eventuais imprevistos. Disponha-se de 3 moldes, portanto,

confeccionou-se os conjuntos ao longo de 20 dias, sendo que no mesmo dia eram confeccionados conjuntos do mesmo tipo de solo, concebidos para a mesma idade de ensaios.

### 3.2.3.2 *Sucção mátrica*

Com o intuito de acompanhar o comportamento da sucção mátrica na interface solo-concreto ao longo do tempo de cura e de prover dados de sucção para os ensaios de cisalhamento direto, feitos em condições não saturadas, realizou-se determinações das sucções fazendo-se uso da técnica do papel filtro nas duas faces do conjunto: no concreto e no solo.

O procedimento de ensaio foi o mesmo narrado no item 3.2.2.6, com a diferença que se utilizou somente a técnica do papel filtro em contato (sucção mátrica) para ambos os lados do CP (Figura 3.27), pois se pretendia também avaliar se ocorria o equilíbrio da sucção entre o solo e o concreto. Os papéis filtro também tinham diâmetro de 8 cm (papéis internos, do meio) ou 9 cm (papéis externos). O tempo de equilíbrio adotado seguiu o mesmo procedimento do item supracitado: 7 dias para os conjuntos que seriam ensaiados com 10 dias de cura e 10 dias para os demais. Os conjuntos foram isolados com filme plástico e armazenados em ambiente com temperatura controlada.



(a)



(b)

Figura 3. 27 - (a) Isolamento do conjunto com papel-filtro - (b) disposição final dos conjuntos isolados

Passado o tempo de equilíbrio, procedia-se com a pesagem e secagem dos papéis filtro imediatamente antes do conjunto em questão entrar no equipamento de cisalhamento direto.

### 3.2.3.3 *Cisalhamento direto*

Assim como os ensaios de cisalhamento direto feitos para o solo puro, os ensaios para o conjunto visam determinar os parâmetros de resistência mecânica coesão ( $c$ ) – ou adesão ( $a$ ), por se tratar de cisalhamento entre materiais diferentes – e ângulo de atrito ( $\phi$ ), porém para a interface solo-concreto. O procedimento adotado foi basicamente o mesmo: tempo de adensamento entre 2 e 4 horas (atestado pela estabilização nos deslocamentos verticais) e velocidade de cisalhamento igual a 0,03 mm/min.

Destaca-se que o conjunto é colocado no equipamento com o concreto para baixo, a fim de não se perder a posição da interface solo-concreto exatamente no plano de cisalhamento em decorrência do adensamento do solo. Também é importante notar que foram utilizadas a placa perfurada e a pedra porosa somente acima da face de solo, pois na face de concreto elas ficariam sem função.

Outro ponto relevante é a fabricação de parafusos especiais para possibilitar um ajuste fino na altura do plano de cisalhamento (Figura 3.28). Estes parafusos são utilizados, comumente, com o único intuito de minimizar o atrito entre as partes da caixa bipartida durante o cisalhamento.



Figura 3. 28 - Detalhe do ajuste fino do plano de cisalhamento possibilitado pelo parafuso especial



#### 3.2.3.4 *Análise visual qualitativa*

Percebeu-se que o concreto apresentava um aspecto diferente, dependendo por sobre qual tipo de solo ele havia sido colocado. Objetivando analisar qualitativamente esta observação, moldou-se dois conjuntos ao mesmo tempo – um com solo laterítico e outro com solo saprolítico – e fotografou-se os mesmos a cada minuto, durante os dez primeiros minutos após a concretagem.

#### 3.2.3.5 *Microscopia eletrônica de varredura*

Realizou-se análises em um microscópio eletrônico de varredura (MEV) a fim de se observar a microestrutura da interface após o cisalhamento. O MEV é da marca JEOL e está localizado no Laboratório de Materiais e Microscopia do Grupo de Fadiga, Fratura e Materiais da Universidade de Brasília (GFFM – UnB). As amostras são advindas dos conjuntos cisalhados aos 60 dias de interação entre solo e concreto

- **Preparação das amostras**

Após o cisalhamento, o prisma de concreto do CP era cuidadosamente quebrado em pequenos pedaços. Então, estes foram metalizados com carbono no Laboratório de Microsonda do IG – UnB. Metalizou-se os CP's tanto na face superior (na qual existia uma camada delgada de solo) quanto na face lateral (Figura 3.29). Entretanto, por conta da disponibilidade do MEV e do longo tempo requerido para se atingir o vácuo requerido pelo equipamento, fez-se as análises somente para a face superior.



Figura 3. 29 - Amostras metalizadas utilizadas no MEV

- **Detalhes da análise**

Os CP's eram inseridos individualmente no MEV e as análises foram feitas em alto vácuo. Como a intenção era de avaliar a microestrutura da interface, empregou-se um artifício disponibilizado pelo MEV: o Mapeamento (*Mapping*). Tal artifício facilitou a identificação de regiões de interface solo-concreto, uma vez que os elementos dominantes são mapeados, *pixel* por *pixel*, na imagem. Logo, concentrava-se a análise em regiões de interface entre o cálcio (concreto) e o silício (solo).

Também se empregou a espectroscopia por energia dispersiva (EDS) que possibilita a análise de elementos em um ponto ou área da amostra. Uma vez definidas as áreas de interesse, executava-se uma análise na totalidade da área e outras em pontos específicos. Tentou-se empregar as análises pontuais em pontos próximos, medianamente afastados e distantes do concreto.

#### **3.2.3.6 Umidade**

Após cada cisalhamento, coletou-se solo e concreto do conjunto para aferição das umidades destes materiais, conforme Anexo A da NBR 6457 (ABNT, 2016). Para o solo, tomou-se porções afastadas o máximo possível do concreto (topo do conjunto) e porções distanciadas por aproximadamente 2 mm da interface. Para o concreto, utilizou-se pequenos pedaços obtidos com auxílio de cinzel e marreta. A Figura 3.30 ilustra os pontos de coleta do solo.

#### **3.2.3.7 pH e Ponto de carga zero (PCZ)**

Posteriormente ao cisalhamento, coletou-se solo e concreto para a determinação do pH em água e em KCl, e, conseqüentemente, do  $\Delta$ pH e do PCZ. Os procedimentos seguem o que foi apresentado no item 3.2.1.2, com exceção da quantidade de concreto utilizada: por ser difícil a obtenção de quantidades significativas deste material pulverizado, fez-se o ensaio com somente 1 g de concreto e 2,5 ml de água destilada ou solução de KCl.

Assim como na determinação da umidade do conjunto, tomou-se solo a 2 mm da interface e no topo do CP. A Figura 3.30 mostra os pontos de coleta de material.

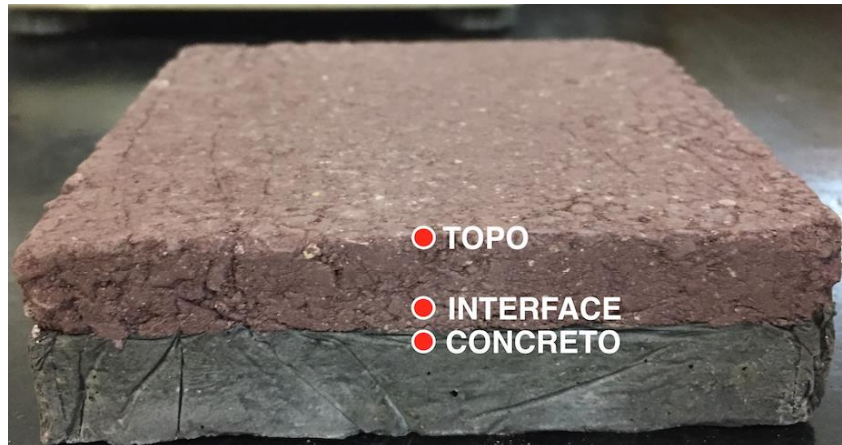


Figura 3. 30 - Pontos de coleta de material no conjunto solo-concreto

### **3.2.3.8 Condutividade**

Para as mesmas soluções solo-água destilada (ou KCl) do item 3.2.3.7, determinou-se o valor da condutividade elétrica, conforme procedimento apresentado no item 3.2.1.2.

### **3.2.3.9 Análise granulométrica**

Empregando-se amostras de solo retiradas das posições mostradas na Figura 3.30, foram realizadas análises granulométricas para dois CP's: um com 14 dias e outro com 120 dias de idade. O experimento seguiu o que foi descrito no item 3.2.1.1.

## **3.2.4 Ensaios de campo**

Com o propósito de complementar os estudos laboratoriais sobre a interface solo-concreto, decidiu-se fazer três elementos representativos da parte superior de estacas no Campo Experimental do PPGG – UnB, lembrando que estes são chamados simplesmente de “estacas” de modo a simplificar a nomenclatura. Recordar-se que o solo ali presente é classificado como laterítico e se utilizou o mesmo concreto empregado no restante da pesquisa.

Após a perfuração e concretagem das estacas, realizou-se ciclos de umedecimento para criar um gradiente de sucção entre o solo mais próximo e o mais afastado destes elementos. Quando o tempo decorrido da concretagem atingiu os 50 dias, coletou-se solo em profundidades diferentes (perto e longe da estaca) e, também, distanciando-se horizontalmente

da estaca (na mesma profundidade). Este material foi então usado para análises de umidade, pH, PCZ, condutividade e granulometria (Figura 3.31).

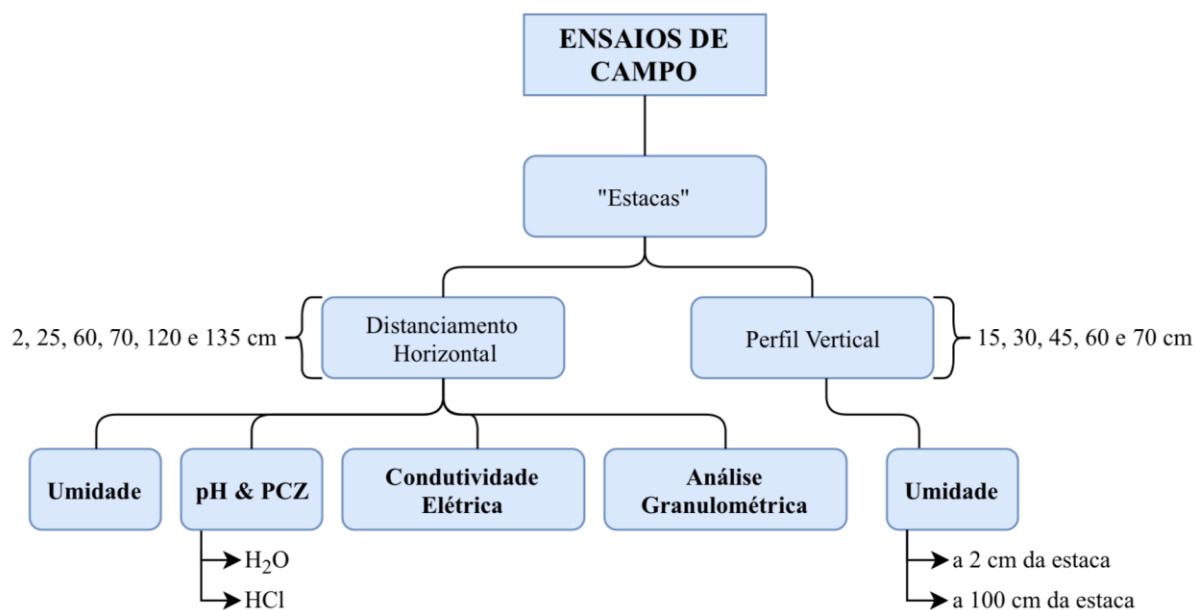


Figura 3. 31 - Organograma resumo dos ensaios de campo realizados

#### 3.2.4.1 Características, execução e umedecimento das estacas

Como mencionado anteriormente, o concreto das estacas executadas em campo é feito com os mesmos materiais e mesmo traço do concreto empregado no restante da pesquisa. Para as estacas em questão, a mistura foi feita manualmente em campo. A Tabela 3.6 traz as coordenadas das estacas.

Tabela 3. 6 - Coordenadas das estacas executadas em campo

<b>Estaca</b>	<b>Coordenadas Geodésicas</b>	<b>Datum</b>
E1	15° 45' 56,3" S 47° 52' 24,2" W	WGS - 84
E2	15° 45' 55,9" S 47° 52' 23,5" W	
E3	15° 45' 55,9" S 47° 52' 23,6" W	

Inicialmente, escavou-se um buraco de partida com 30 cm de diâmetro e 15 cm de profundidade. A partir do centro do fundo deste buraco, escavou-se um poço de 15 cm de diâmetro e 60 cm de profundidade, que posteriormente foi preenchido com concreto, simulando assim o topo de uma estaca. O buraco de partida era recoberto com solo e delimitava a área a ser umedecida durante os ciclos de molhagem.

Estes ciclos objetivavam criar um gradiente de sucção entre o solo que circunda a estaca e o solo mais afastado, com intuito de forçar a migração de elementos e/ou químicos do concreto para porções mais distantes da estaca. Tal procedimento visou possibilitar a análise em relação à distância e à intensidade que os compostos químicos do concreto podem alcançar e, conseqüentemente, afetar o solo da área. Cada estaca foi molhada com 5 litros de água, de 7 em 7 dias, a partir do décimo dia após a concretagem.

### 3.2.4.2 Pontos de coleta

Analisou-se o perfil vertical e horizontal de solo, em relação à estaca, e os pontos de coleta estão ilustrados na Figura 3.32. Salienta-se que a coleta se deu somente para uma das estacas (E1), ao final do período de seca em Brasília (final de setembro/2019), visto que as outras duas estão destinadas para análises durante o período chuvoso e ao final do mesmo, e os resultados não estão incluídos nesta dissertação.

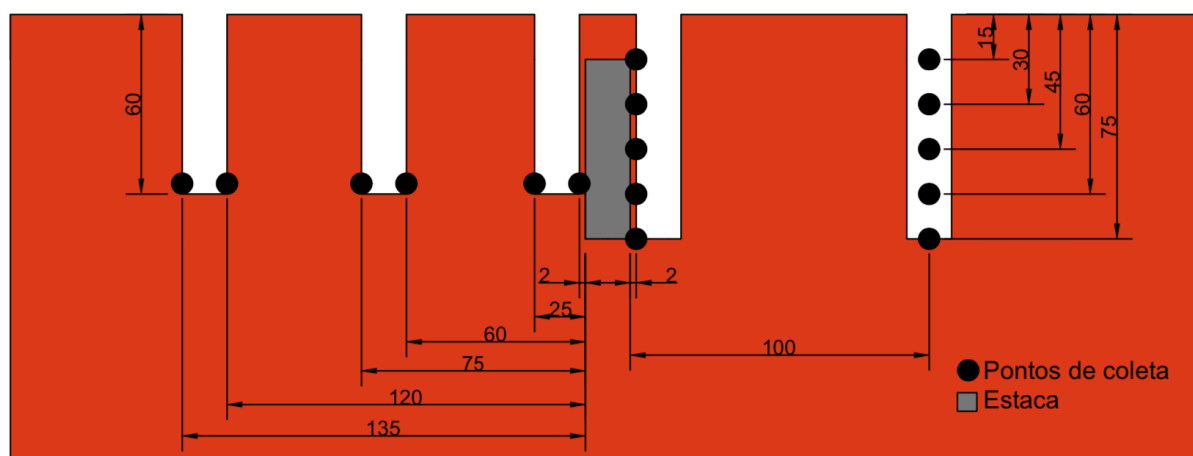


Figura 3. 32 - Pontos de coleta de solo nos ensaios de campo (cotas em cm)

Para análise vertical, abriu-se dois poços de coleta: um a 2 cm de distância da estaca e outro a 1 m. Neles, coletou-se solo a 15, 30, 45, 60 e 75 cm de profundidade. Já a respeito do perfil horizontal, abriu-se três poços de coleta com 60 cm de profundidade. O solo foi recolhido

em dois pontos de cada poço, logo teve-se um total de 6 distâncias de coleta: 2, 25, 60, 75, 120 e 135 cm (Figura 3.33). Para todos os casos, coletou-se solo, a partir das paredes, entre 50 e 60 cm de profundidade.

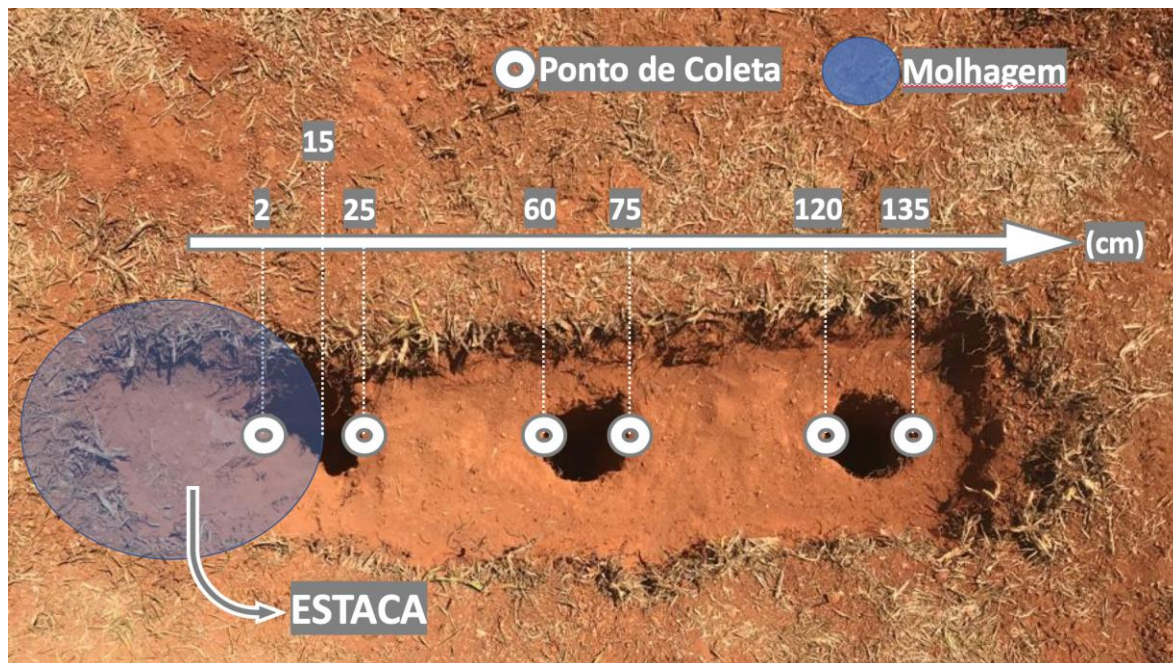


Figura 3. 33 - Detalhe da coleta de solo para os ensaios de campo (distanciamento horizontal)

#### **3.2.4.3 Umidade**

A determinação da umidade natural foi feita para todos os pontos de coleta. Para tal, seguiu-se a mesma rotina explicitada no item 3.2.1.1.

#### **3.2.4.4 pH e Ponto de carga zero (PCZ)**

Seguiu-se o procedimento apresentado no item 3.2.1.2 para a determinação do pH em água destilada e KCl,  $\Delta$ pH e PCZ. Essa análise foi realizada para os pontos mostrados na Figura 3.33.

#### **3.2.4.5 Condutividade**

Empregando o condutivímetro acoplado ao pHmêtro utilizado, determinou-se a condutividade da solução solo-água destilada para os pontos da Figura 3.33. Adotou-se os mesmos procedimentos relatados no item 3.2.1.2.

#### ***3.2.4.6 Análise granulométrica***

Analisou-se a granulometria do solo antes e após a concretagem da estaca. Para análise anterior à concretagem, utilizou-se solo coletado do fundo da escavação da mesma. Por sua vez, na análise granulométrica posterior à concretagem, empregou-se os solos coletados conforme Figura 3.33, distanciados 2 e 60 cm da estaca. As análises seguiram o que foi descrito no item 3.2.1.1.

## 4. RESULTADOS

O presente capítulo traz os resultados da pesquisa desenvolvida e as análises e discussões sobre os mesmos. Assim como no item 3.2, estes estão divididos em resultados referentes ao solo, ao concreto, ao conjunto solo-concreto e aos ensaios em campo.

### 4.1 SOLO

Os resultados dos ensaios realizados com solo são organizados da seguinte maneira: caracterização geotécnica, caracterização químico-mineralógica, compactação, curva característica, observações visuais com auxílio de lupa eletrônica e cisalhamento direto. Ressalta-se que tais ensaios foram realizados para o solo laterítico e para o solo saprolítico.

#### 4.1.1 Caracterização Geotécnica

Os resultados relativos à umidade natural ( $w_n$ ) e higroscópica ( $w_h$ ), peso específico natural através de frasco de areia ( $\gamma_o$ ), massa específica dos grãos ( $\rho_s$ ) e limites de plasticidade e liquidez ( $w_p$  e  $w_l$ , respectivamente) são apresentados na Tabela 4.1. Ainda se apresenta nesta mesma tabela os resultados obtidos, a partir de relações de índices físicos, para o peso específico seco ( $\gamma_d$ ), índice de vazios ( $e$ ), porosidade ( $n$ ) e grau de saturação ( $S_r$ ).

Na mesma tabela, tem-se os resultados obtidos por Cardoso (2002), sendo que estes foram utilizados para atestar a similaridade entre o solo obtido na coleta atual e na referida pesquisa. Tal preocupação se justifica uma vez que Cardoso (2002) oferece vários resultados relevantes que de alguma forma contribuiriam na elaboração desta dissertação.

Nota-se que os resultados de  $\gamma_o$ ,  $\gamma_d$ ,  $\rho_s$ ,  $w_p$ ,  $w_l$ ,  $e$  e  $n$  são semelhantes para as duas coletas, sobretudo no caso do solo laterítico. As diferenças encontradas no solo saprolítico refletem o pequeno ajuste na posição da coleta devido às alterações antrópicas no ponto de coleta original (item 3.1.1). Os parâmetros de umidade natural e grau de saturação são significativamente diferentes entre as coletas, o que se justifica pelos mesmos serem dependentes da época do ano na qual ocorreu a coleta e do regime de chuvas nos dois períodos.

Em relação aos valores encontrados, observa-se que o índice de vazios do solo laterítico é maior do que o encontrado para o saprolítico, o que acaba por refletir no peso específico, na



porosidade e no grau de saturação. Tal diferença é devida às condições distintas de intemperização sofrida pelos solos.

Tabela 4. 1 - Resultados da caracterização geotécnica dos solos

	<b>Laterítico</b>		<b>Saprolítico</b>	
	<b>2019</b>	<b>Cardoso (2002)</b>	<b>2019</b>	<b>Cardoso (2002)</b>
<b>w<sub>n</sub> (%)</b>	40,70	28,10	12,40	23,00
<b>w<sub>h</sub> (%)</b>	2,40	-	0,30	-
<b>γ<sub>o</sub> (kN/m<sup>3</sup>)</b>	11,51	11,10	20,69	20,50
<b>ρ<sub>s</sub> (g/cm<sup>3</sup>)</b>	2,68	2,77	2,81	2,81
<b>w<sub>l</sub></b>	54,00	49,00	33,00	35,00
<b>w<sub>p</sub></b>	42,04	39,00	26,00	20,00
<b>γ<sub>d</sub> (kN/m<sup>3</sup>)</b>	8,18	8,70	18,41	16,70
<b>e</b>	2,21	2,19	0,50	0,68
<b>n (%)</b>	68,88	68,70	33,22	40,70
<b>Sr (%)</b>	49,27	35,30	70,03	94,60

As curvas granulométricas para os dois solos, com e sem o uso de defloculante, estão apresentadas na Figura 4.1, sendo que a sigla “LAT” se refere ao solo laterítico e “SAP” ao solo saprolítico. A Tabela 4.2 traz as porcentagens de cada fração granulométrica nos solos.

Percebe-se o elevado grau de agregação ocorrente no solo laterítico, com grande discrepância entre as curvas obtidas com e sem o uso do defloculante. Os resultados mostram um aumento de 0% para 75,13% no teor de argila uma vez utilizado o defloculante. Cabe ressaltar que tal diferença, para além da existência de agregações, é devida ao uso do dispersor no ensaio com defloculante enquanto o mesmo não foi utilizado no ensaio sem defloculante.

No solo saprolítico se tem a inversão das curvas para os menores diâmetros, ou seja, a fração mais fina tende a se agregar quando é usado o defloculante hexametáfosfato de sódio. Isso também foi observado em estudos anteriores (Guimarães, 2002; Pérez, 2018) e é creditado à presença da ilita e minerais da mesma família nos solos. Como será mostrado no item 4.1.2, a análise mineralógica indicou a presença de ilita no solo saprolítico.

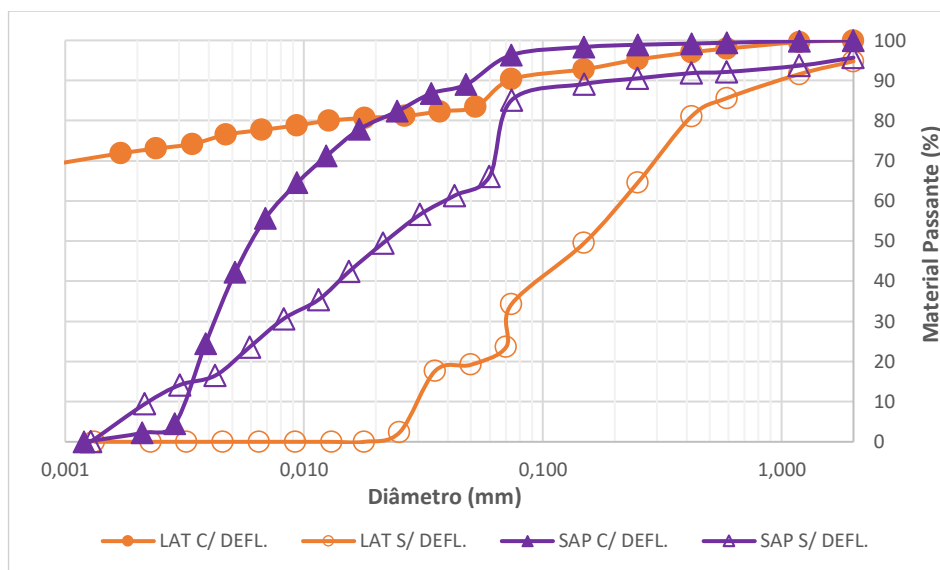


Figura 4. 1 - Curvas granulométricas dos dois tipos de solo (laterítico e saprolítico), com e sem o uso de defloculante

Tabela 4. 2 - Frações granulométricas dos solos

Fração Granulométrica (mm)	Laterítico (%)		Saprolítico (%)	
	C/ Defloc.	S/ Defloc.	C/ Defloc.	S/ Defloc.
<b>2,0&lt;Pedregulho fino&lt;6,0</b>	0,00	5,20	0,00	4,30
<b>0,6&lt;areia grossa&lt;2,0</b>	2,02	9,09	0,57	3,53
<b>0,2&lt;areia média&lt;0,6</b>	3,95	28,60	0,80	2,32
<b>0,06&lt; areia fina &lt;0,2</b>	9,97	35,74	7,63	23,71
<b>0,002 &lt; Silte &lt; 0,06</b>	8,92	21,38	86,82	48,93
<b>Argila &lt; 0,002</b>	75,13	0,00	4,18	17,21

#### 4.1.2 Caracterização químico-mineralógica

Na Tabela 4.3 são apresentados os resultados de pH dos solos em água destilada e em KCl, do  $\Delta$ pH, do PCZ e da condutividade elétrica da solução solo-água destilada, ou seja, todas as análises químicas realizadas no solo puro (solo sem interação com concreto). Estes resultados foram de extrema valia para se atestar a mudança em tais características do solo após um período de interação com o concreto.

Segundo Bigarella *et al.* (1996), o solo laterítico é praticamente neutro enquanto o saprolítico é moderadamente ácido. Na definição mais simples e utilizada na literatura, ambos os solos são ácidos (Camapum de Carvalho *et al.*, 2015).

Tabela 4. 3 - Resultados da caracterização química dos solos

	Laterítico	Saprolítico
<b>pH<sub>H2O</sub></b>	6,3	5,5
<b>pH<sub>KCl</sub></b>	6	4,3
<b>ΔpH</b>	-0,3	-1,2
<b>PCZ</b>	5,7	3,1
<b>Condutividade (μS/cm)</b>	3	14

É possível utilizar os valores de ΔpH para atestar a diferença na alteração entre os solos. Os valores de ΔpH negativos indicam a predominância de minerais de argila nos dois solos, mas nota-se que o menor valor é no solo saprolítico. Isso porque, sendo um solo menos alterado, a proporção de minerais 2:1 é maior e, quando medido o pH em KCl, ocorrem mais trocas entre os íons K<sup>+</sup> da solução e os H<sup>+</sup> adsorvidos nos minerais. Ou seja, a quantidade de H<sup>+</sup> na solução aumenta, diminuindo o pH. Ao mesmo tempo, quando se tem óxidos, hidróxidos e minerais 1:1 no solo, os prótons adsorvidos são liberados com maior dificuldade no ensaio de pH com KCl, aumentando assim o valor do ΔpH, como no caso do solo laterítico (Camapum de Carvalho *et al.*, 2015).

Camapum de Carvalho *et al.* (2015) expõe que, de maneira geral, as partículas tendem a desagregar em meio com pH em água próximo do PCZ. Analisando os resultados do PCZ, nota-se que este valor, no solo laterítico, é mais próximo ao valor de pH em água destilada do que quando se compara os mesmos resultados para o solo saprolítico, mesmo ambos sendo mais alcalinos. Isso pode indicar uma maior tendência à desagregação no solo laterítico. Por fim, nota-se que a condutividade elétrica é mais baixa para o solo laterítico do que para o saprolítico, apesar dos dois valores indicarem baixa condutividade. Tal propriedade é função, principalmente, da composição mineralógica dos solos e dos sais em solução na água que permeia os vazios do solo.

Quanto à análise mineralógica, os difratogramas obtidos a partir dos ensaios de DRX do solo laterítico e saprolítico são mostrados nas Figuras 4.2 e 4.3, respectivamente. No solo laterítico nota-se um pico com alta reflexão em 7,216 Å, tanto na fração total como na fração argila. Além disso, este pico não se desloca com os tratamentos de etilenoglicol e glicerol, e ainda desaparece quando aquecido. Existe um pico, também, em 3,58 Å, que apresenta as mesmas características. Portanto, considerou-se o pico com maior reflexão o 001 da caulinita e o outro mencionado o 002 do mesmo mineral. Também se observa um pico por volta de 4,85 Å, que não se desloca com as solvatações, mas desaparece com o aquecimento. O mineral associado a este pico foi a gibbsita. Os picos característicos do quartzo (3,34 Å e 4,26 Å)

também estão bastante evidenciados, sobretudo na fração total. Além disso, observa-se um pico por volta de 4,15 Å que desaparece com o aquecimento, que foi atribuído à goethita. Entretanto, na posição 002 da goethita (~2,7 Å), tem-se um pico resistindo ao aquecimento. Logo, julgou-se que existe ainda uma quantidade de hematita neste solo, cuja posição 001 também é 2,7 Å.

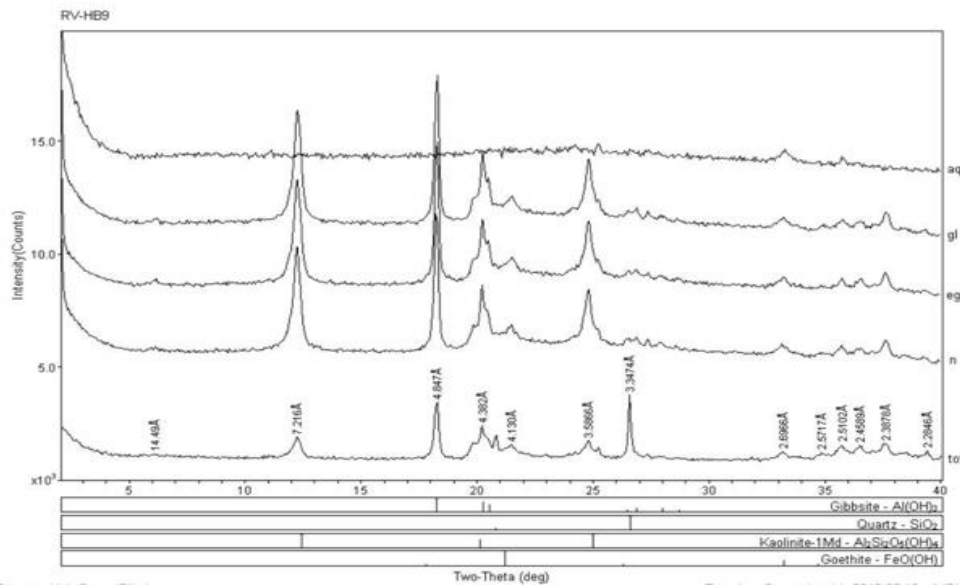


Figura 4. 2 - Difratoograma do solo laterítico (tot: fração total; n: fração argila; eg: solvatação com etilenoglicol; gl: solvatação com glicerol; aq: aquecimento)

Já no caso do solo saprolítico, percebe-se que o quartzo e a caulinita também estão presentes nesta amostra, exatamente pelos mesmos motivos apresentados para o solo laterítico. Entretanto, surgem picos mais acentuados em 10 Å e em 5 Å, que não se deslocam com as solvatações nem com o aquecimento, e também não desaparecem com este último. Portanto, tais picos foram associados ao mineral illita. Por fim, tem-se um pico em 2,7 Å que resiste ao aquecimento, o que foi atribuído à hematita.

Na Tabela 4.4, apresenta-se um resumo dos minerais encontrados em cada tipo de solo.

Tabela 4. 4 - Resumo dos minerais constituintes dos solos estudados

Solo	Laterítico	Saprolítico
<b>Minerais</b>	Caulinita	Ilita
	Quartzo	Caulinita
	Goethita	Quartzo
	Hematita	Hematita

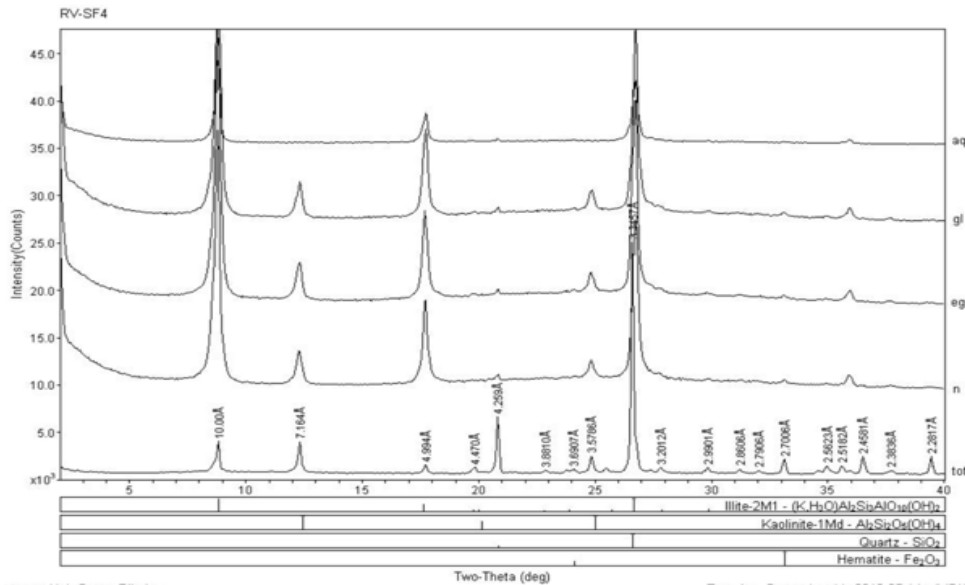


Figura 4. 3 - Difratoograma do solo saprolítico (tot: fração total; n: fração argila; eg: solvatação com etilenoglicol; gl: solvatação com glicerol; aq: aquecimento)

### 4.1.3 Curva característica

As curvas características dos dois tipos de solo são mostradas nas Figuras 4.4 (laterítico) e 4.5 (saprolítico), com as sucções mátrica e total expressas em kPa e em pF. Ressalta-se que as imagens com legenda “a” apresentam a sucção em função da umidade gravimétrica ( $w$ ), enquanto aquelas com legenda “b”, em função do grau de saturação ( $S_r$ ). No cálculo dos graus de saturação, utilizou-se os índices de vazios determinados a partir dos resultados de peso específico, sendo estes últimos obtidos por meio do ensaio de balança hidrostática.

Na curva do solo laterítico se nota a influência da existência de micro e macroporosidade através da observação do formato bimodal da curva. O solo saprolítico, por sua vez, apresenta uma curva característica monomodal, típica de solos que sofreram menos processos de alteração e por isso tem textura mais bem graduada ou uniforme, conforme o caso.

Percebe-se que, tanto para o solo laterítico quanto para o saprolítico, os valores de sucção mátrica e total foram muito próximos, com exceção do trecho mais úmido da curva do solo laterítico. Isso poderia indicar uma sucção osmótica muito baixa, porém a observação que em alguns pontos a sucção mátrica é maior do que a sucção total indica que, possivelmente, o espaçador utilizado para apoiar os papéis-filtro da sucção total não foi eficiente, permitindo o fluxo de umidade e transformando aquela que seria a sucção total em sucção mátrica. No caso do solo laterítico em estado mais úmido, a ineficiência não aparece de modo pleno, pois para

isso teria que se formar, devido aos macroporos presentes no solo, uma coluna de água, o que dificilmente ocorreria em função, inclusive, da natureza do material espaçador usado. Com isso, apesar da diferença existente entre as curvas características em termos de sucção total e mátrica na região de macroporos, não é possível afirmar que os valores de sucção total determinados estão corretos. Como nas análises do conjunto solo-concreto não era possível aferir a sucção total, dar-se-á ênfase na análise da sucção mátrica, tanto para o solo quanto para o concreto.

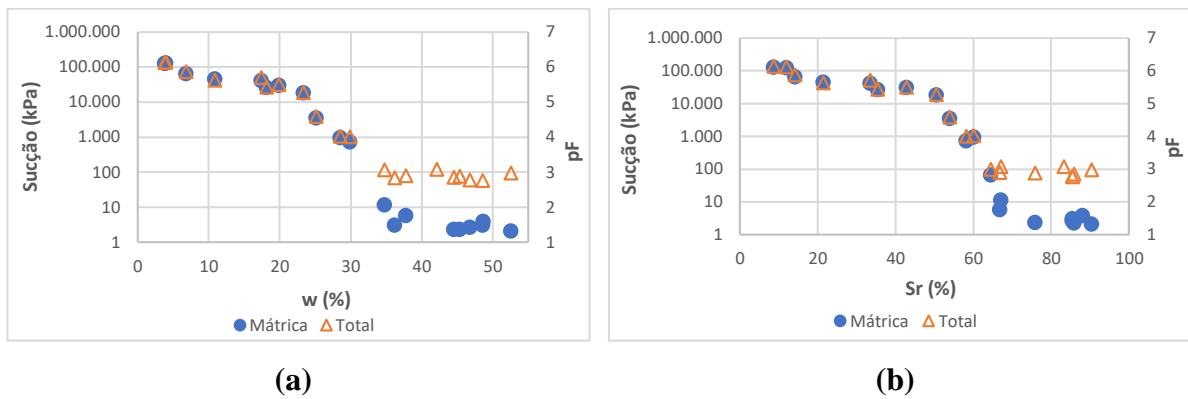


Figura 4. 4 - Curva característica do solo laterítico. (a) Sucção em função de  $w$ ; (b) Sucção em função de  $S_r$ .

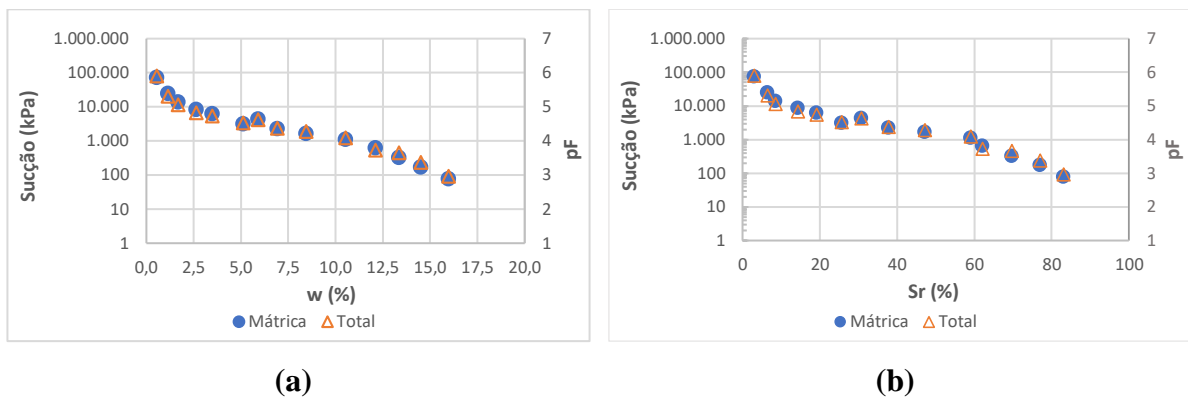


Figura 4. 5 - Curva característica do solo saprolítico. (a) Sucção em função de  $w$ ; (b) Sucção em função de  $S_r$ .

A Tabela 4.5 apresenta os valores característicos das curvas, considerando a sucção mátrica. Destaca-se que os mesmos foram obtidos graficamente a partir das Figuras 4.4 e 4.5, prolongando-se os trechos retilíneos dos gráficos – para as zonas saturada, de transição e residual – e definindo os valores característicos nos pontos em que tais prolongamentos se

encontram (zonas saturada e de transição: valores de entrada de ar; zonas de transição e residual: valores residuais).

Tabela 4. 5 - Valores relevantes das curvas características

		Entrada de ar			Residual		
		Sucção (kPa)	w (%)	Sr (%)	Sucção (kPa)	w (%)	Sr (%)
<b>Laterítico</b>	Microporos	19000	24	48	150000	5	8
	Macroporos	3	55	100	7	37	61
<b>Saprolítico</b>	-	30	18	100	15000	1	3

Ainda se expõe as curvas obtidas a partir da transformação proposta por Camapum de Carvalho e Lerouiel (2004), nas quais o eixo das ordenadas é a multiplicação do índice de vazios pela sucção em pF (logarítimo da sucção em termos de coluna d'água em centímetros). As Figuras 4.6 e 4.7 apresentam tais curvas para os solos laterítico e saprolítico, respectivamente. A ideia desse tipo de análise é gerar uma curva característica transformada que permita o cálculo estimado da sucção para diferentes índices de vazios, mantida a distribuição de poros. Camapum de Carvalho *et al.* (2002) mostraram, no entanto, que para o caso dos solos tropicais profundamente intemperizados como é o caso dos solos lateríticos, é importante que a transformação da curva característica se dê considerando separadamente as zonas de microporos e de meso e macroporos.

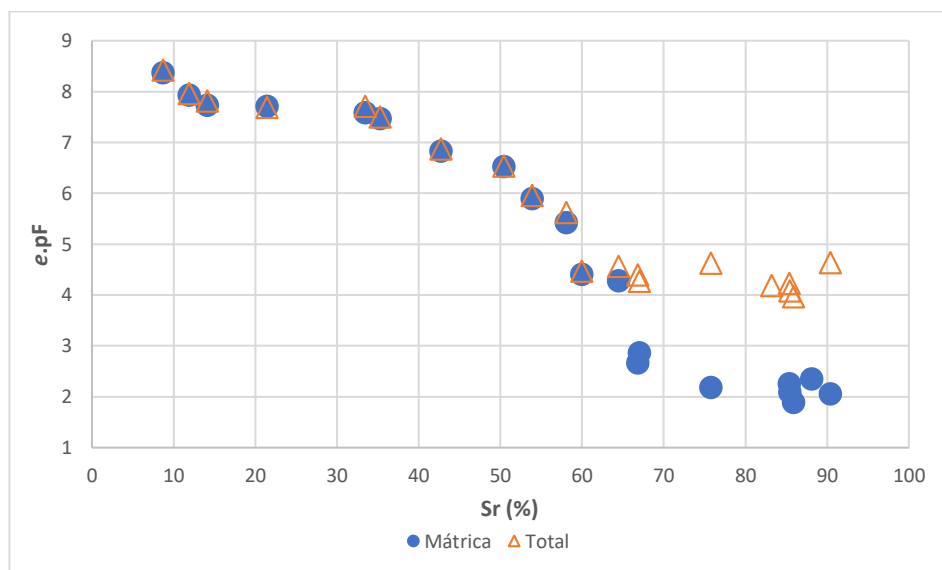


Figura 4. 6 - Curva característica transformada do solo laterítico ( $e.pF$ )

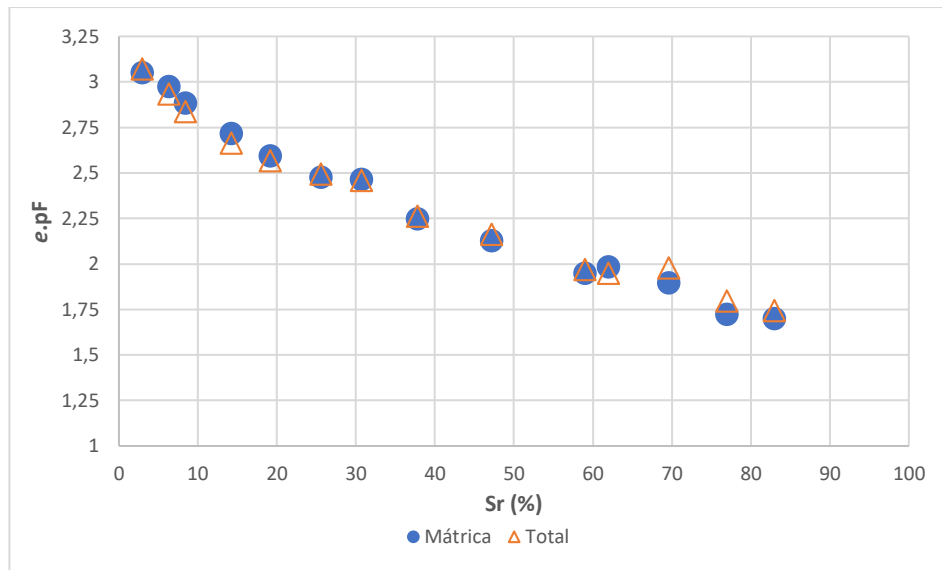


Figura 4. 7 - Curva característica transformada do solo saprolítico ( $e.pF$ )

#### 4.1.4 Compactação

Nas Figuras 4.8 e 4.9 são mostradas as curvas de compactação mini-Proctor, energia normal, obtidas para o solo laterítico e saprolítico, respectivamente. Estes resultados, além de fornecer parâmetros como a umidade ótima e a massa específica aparente seca (MEAS) máxima, também serviram para comparação com resultados de pesquisas anteriores, a fim de atestar, mais uma vez, a semelhança entre os solos das diferentes coletas. Além disso, como os ensaios foram realizados com e sem secagem prévia do solo, foi possível analisar as diferenças advindas destes processos.

Observa-se que no solo laterítico, quando comparada ao procedimento normal, a opção por não realizar a secagem não causa grandes diferenças nos resultados de umidade ótima e peso específico aparente seco máximo. Porém o ramo seco se desloca em torno de 1 a 1,5% para mais em termos de teor de umidade (Fig. 4.8: seta contínua). Em termos de peso específico, considerando-se a umidade indicada pela seta tracejada, o solo sofre uma redução de aproximadamente 3,6%. Estas diferenças em termos de umidade e peso específico aparente seco, embora limitadas, não deixarão de afetar o controle tecnológico de uma obra.

Nestes solos, a influência da secagem no teor de umidade correspondente à uma determinada massa específica aparente seca se deve, provavelmente, ao fato de que, quando do umedecimento do material com pré-secagem, parte dos poros existentes nos microagregados – que não influenciam ou pouco influenciam o resultado da compactação – permanecem não saturados. Destaca-se que, no ramo úmido, onde, no processo de compactação, o fluido dos



poros entre agregados se submetem a um aumento de pressão em função da energia de compactação aplicada, praticamente não há diferença entre os resultados obtidos com e sem secagem prévia. Isso porque não só a quantidade de água é mais abundante, como também essa pressão positiva na fase água obriga a penetração da água nos poros desidratados do solo seco ao ar.

Camapum de Carvalho (2017) e Oliveira (2007) mostram, por meio do estudo de uma mistura solo-RCD (reciclado de construção e demolição), a importância de se considerar a presença ou não dessa água no interior de poros de agregados quando se analisa o impacto da umidade no comportamento de um determinado solo. O grau de afetação dos resultados depende evidentemente das especificidades de cada solo.

Uma vez que no presente estudo a condição de compactação empregada destinou-se apenas a reproduzir o campo (compactação semi-estática para moldagem dos conjuntos solo-concreto), optou-se pela não secagem prévia do solo de modo a preservar ao máximo suas características de campo. Ainda assim, salienta-se que se obteve, no caso do solo laterítico, para ambas as condições (com e sem secagem prévia), uma MEAS máxima de  $1,44 \text{ g/cm}^3$  e uma umidade ótima de 29,5%. Destaca-se que o resultado obtido é típico de curvas de compactação para solos lateríticos, com pico acentuado e ramo seco retilíneo (Nogami & Villibor, 1995).

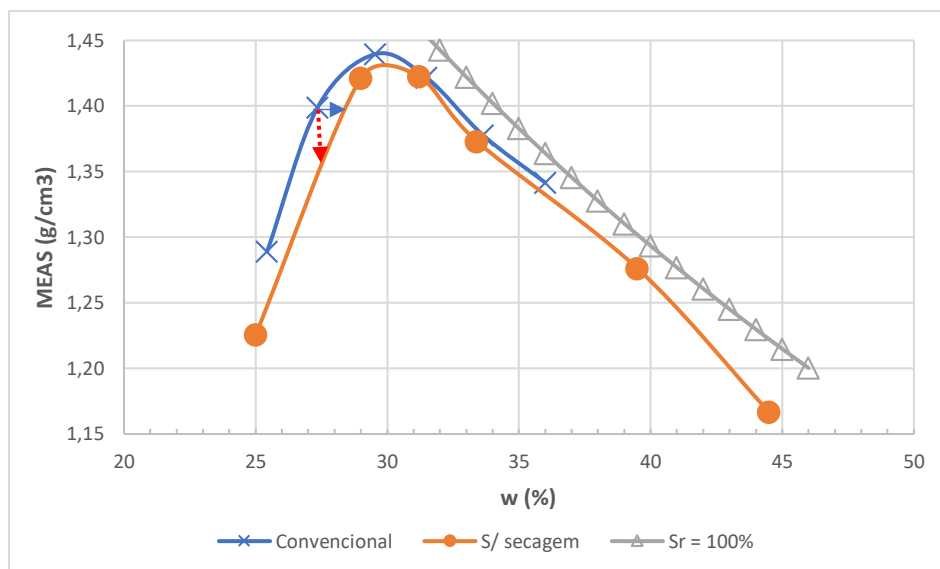


Figura 4. 8 - Curva de compactação do solo laterítico

Delgado (2007), realizando o procedimento convencional, chegou a um valor de MEAS máxima de  $1,33 \text{ g/cm}^3$  e de umidade ótima de 32% para solo proveniente do mesmo local. Mais

uma vez, tendo em vista a variabilidade natural dos solos nos perfis de intemperismo tropical, considerou-se os valores próximos o suficiente para estabelecer que o ponto de coleta atual está coerente com a localização do ponto original.

No caso do solo saprolítico, percebe-se que o pico, considerando-se apenas o ponto que antecede a umidade ótima (linhas tracejadas na Figura 4.9), não é acentuado e o ramo seco se apresenta com inclinação bem menor do que no caso do solo laterítico. Percebe-se, ainda, uma inclinação negativa, semelhante a que geralmente ocorre no ramo úmido, entre o primeiro e o segundo ponto do ramo seco. Esse tipo de comportamento ocorre, por vezes, em solos lateríticos dotados de dois picos de condição ótima, em função de quebra de agregados. No presente caso de solos saprolíticos, ao se secar o solo ao ar ou simplesmente reduzir a umidade a 4% (solo sem secagem prévia), gera-se um significativo aumento na sucção, chegando a atingir valores da ordem de 5000 kPa. Com isso, deve ter ocorrido a floculação das partículas, gerando um reduzido tamanho de poros entre elas e elevando, assim, o peso específico aparente seco do primeiro ponto para ambas as amostras. Ao se passar para o segundo ponto, a sucção passa a se situar em aproximadamente 1000 kPa, para o solo seco ao ar, e 500 kPa, para o solo sem secagem prévia. Apesar da sucção ainda ser elevada, a entrada de água entre as partículas e a própria hidratação das mesmas amplia o espaço entre elas, propiciando a redução do peso específico aparente seco em relação ao primeiro ponto. Quando se atinge a umidade ótima (aproximadamente 15%), a sucção cai para valores inferiores a 100 kPa, fazendo com que a perda de resistência do solo possibilite a sua densificação quando da compactação. Embora toda a argumentação colocada deva ser vista em termos de hipóteses, ela é coerente com os mecanismos que definem o comportamento dos solos. Cabe aqui complementar a explicação da curva de compactação dizendo que, ao se adentrar no ramo úmido, devido a oclusão da fase ar que ocorre na umidade ótima, passa-se a gerar pressão neutra positiva no solo quando da compactação, diminuindo assim a energia efetiva de compactação e, por consequência, o peso específico aparente seco atingido.

Quanto ao efeito da secagem no solo, verifica-se que esta gerou um aumento na umidade ótima e redução no peso específico aparente seco máximo, no entanto, o grau de saturação nas condições ótimas obtidas para as duas amostras é aproximadamente o mesmo (convencional:  $S_r = 81,4\%$ ; sem secagem:  $S_r = 81,3\%$ ). Isto sinaliza para o fato de que as diferenças são, efetivamente, devidas aos níveis de floculação distintos para as duas amostras. Cabe destacar que Guimarães & Camapum de Carvalho. (2003) mostraram, para um solo laterítico do Distrito Federal, que a desagregação proporcionava o aumento do peso específico aparente seco máximo com diminuição da umidade ótima. Porém, os mecanismos não são os

mesmos dos solos saprolíticos, não só pelo aspecto mineralógico como também pelo fato de que, nos solos lateríticos, o fenômeno está ligado à presença de microagregados enquanto, conforme exposto, nos solos saprolíticos, o fenômeno discutido está relacionado à floculação.

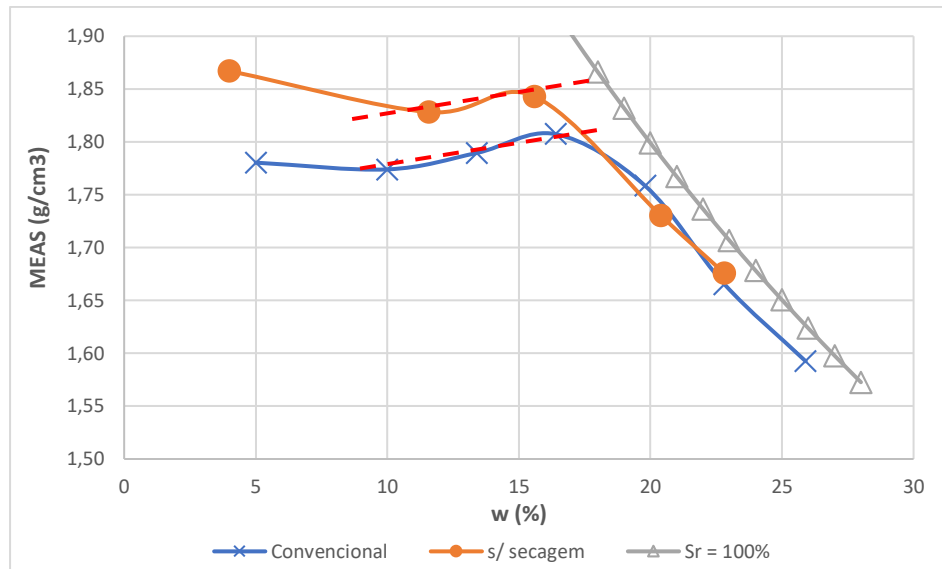


Figura 4. 9 - Curva de compactação do solo saprolítico

No presente estudo, para o procedimento convencional, obteve-se uma MEAS máxima de 1,81 g/cm<sup>3</sup> e umidade ótima de 16%, enquanto para o procedimento sem secagem estes valores foram de 1,85 g/cm<sup>3</sup> e 15%, respectivamente.

Para este tipo de solo saprolítico, Delgado (2007) encontrou uma MEAS máxima de 1,64 g/cm<sup>3</sup> e umidade ótima de 20,5%, indicando uma diferença maior do que a notada para o solo laterítico. Credita-se tal fato à pequena mudança no local de coleta devido à construção de um aterro na locação original, o que não invalida a correlação de informações entre a presente pesquisa e outras anteriores, já que diversos outros parâmetros indicam a semelhança entre os materiais.

#### 4.1.5 Observações visuais por meio de lupa eletrônica

Objetivando a observação da estrutura do solo quando é imposta à diferentes condições de umidade, analisou-se, com auxílio de lupa eletrônica com capacidade de ampliação de 200 vezes, os CP's utilizados para a determinação das curvas características do solo.

Na Figura 4.10 se observa o comportamento do solo laterítico, com aumento de 50x e 200x, para graus de saturação crescentes, entre 10% e 90%. Tem-se a visualização da estrutura

macroporosa do solo, verificada em ambos os aumentos. Nota-se, também, sobretudo no maior aumento, o processo de saturação: inicialmente todos os poros visíveis aparentam estar vazios, até que começa o preenchimento dos menores poros por água e, ao final, os macroporos estão majoritariamente saturados. Cabe lembrar, com base na Figura 4.4, que, em princípio, os microporos deste solo só deixam de estar 100% saturados quando o grau de saturação se torna inferior a, aproximadamente, 45%.

Já na Figura 4.11 se observa o comportamento do solo saprolítico. No aumento de 50x é possível notar a diferença entre este solo e o solo laterítico: não mais se observa a estrutura macroporosa com agregações e afins. Conforme o grau de saturação aumenta, surgem mais vazios na estrutura, possivelmente pela liberação das tensões capilares e pelo processo de dilatação volumétrica. Essa observação coaduna com as análises realizadas para a curva de compactação deste solo. O surgimento de vazios maiores também é observado no aumento de 200x, entretanto, não é possível observar o processo de saturação tão claramente quanto para o solo laterítico, o que é coerente com a curva característica obtida, na qual o grau de saturação máximo atingido foi de 83% (Figura 4.5). O indicador mais visível é a mudança de cor de um tom mais claro para um mais escuro, o que aponta para uma maior umidade no solo.

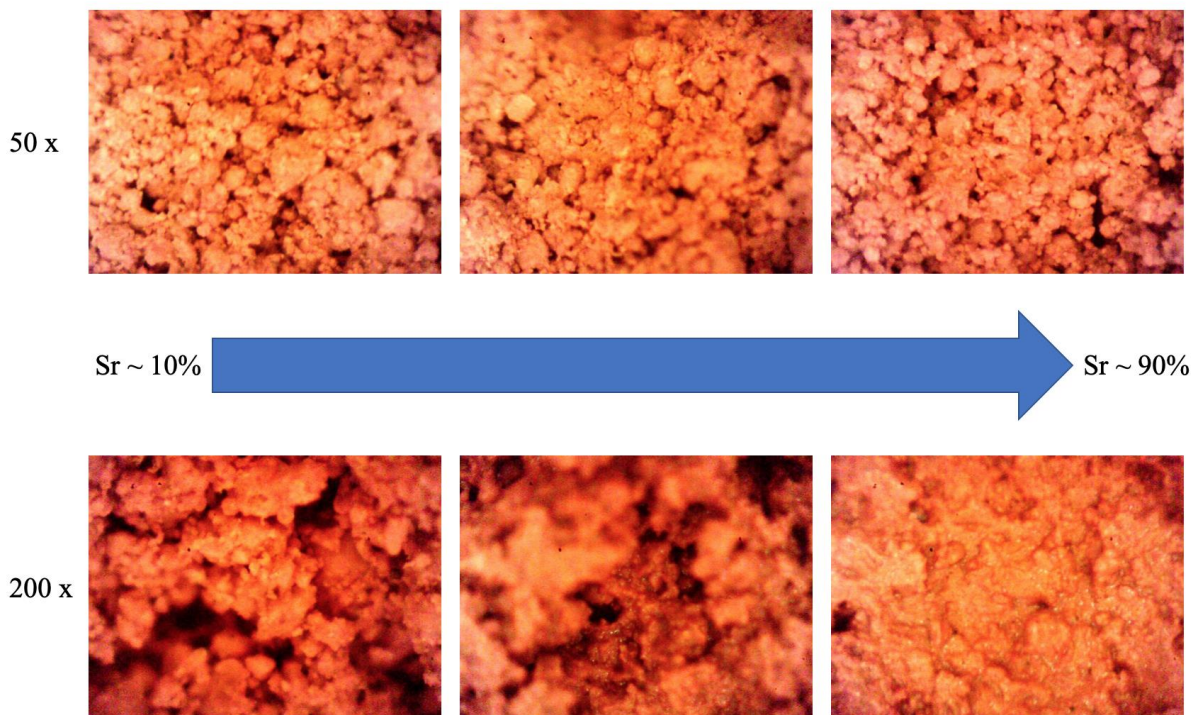


Figura 4. 10 - Análise visual do solo laterítico realizada com auxílio de lupa eletrônica

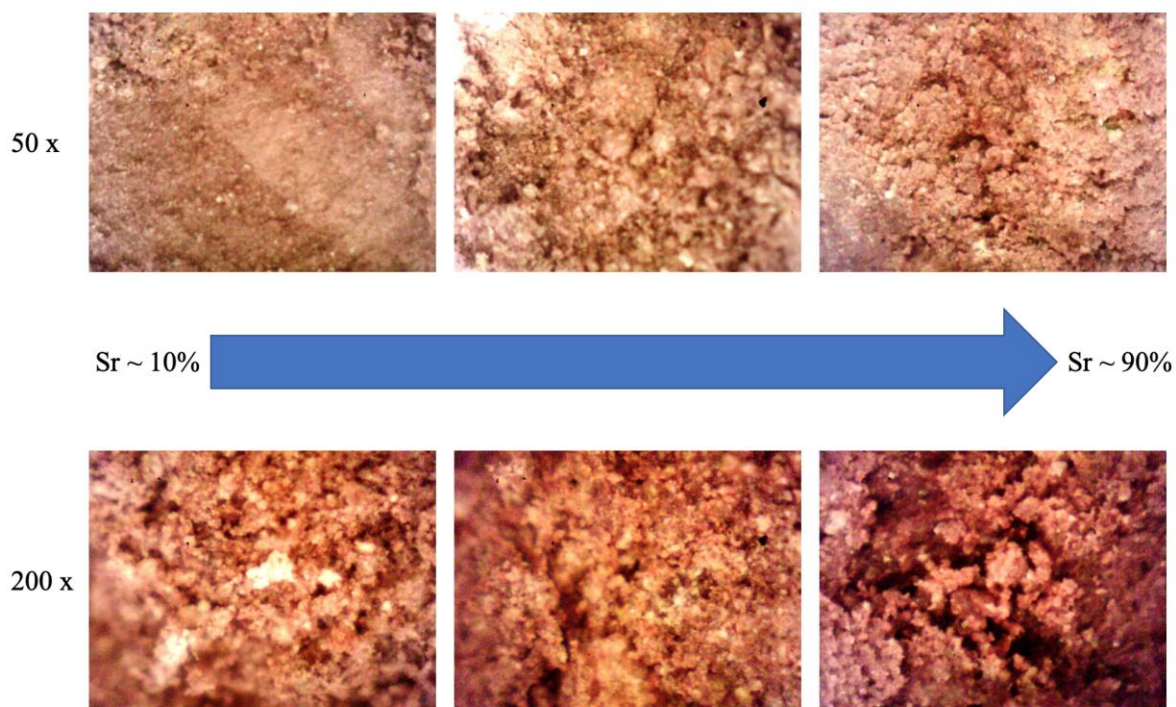


Figura 4. 11 - Análise visual do solo saprolítico realizada com auxílio de lupa eletrônica

#### 4.1.6 Cisalhamento direto

As curvas que mostram os resultados dos ensaios de cisalhamento direto do solo puro estão apresentadas nas Figuras 4.12 e 4.13, para o solo laterítico e saprolítico, respectivamente. Recorda-se que os ensaios foram realizados com o solo em condições de umidade de campo, ou seja, tratou-se de ensaios de cisalhamento direto com o solo na condição não saturada. Os valores de sucção atuantes nas amostras foram obtidos a partir das curvas características transformadas apresentadas no item 4.1.3.

Nota-se que o solo saprolítico apresenta uma ruptura, em geral, mais bem definida, enquanto no solo laterítico a tensão cisalhante não apresenta pico nem tende para a estabilização do valor máximo, o que provavelmente se deve à alterações na área de contato real em função do fechamento dos macroporos com o aumento da tensão de cisalhamento sob efeito da tensão de consolidação. Portanto, como não se leva este fato em conta na interpretação dos resultados, há aumento da tensão cisalhante conforme o deslocamento (Camapum de Carvalho et al., 2015), uma vez que esta é função da força cisalhante dividida pela área de contato entre grãos que, apesar de variar, é considerada constante, fazendo com que aumente a tensão cisalhante.

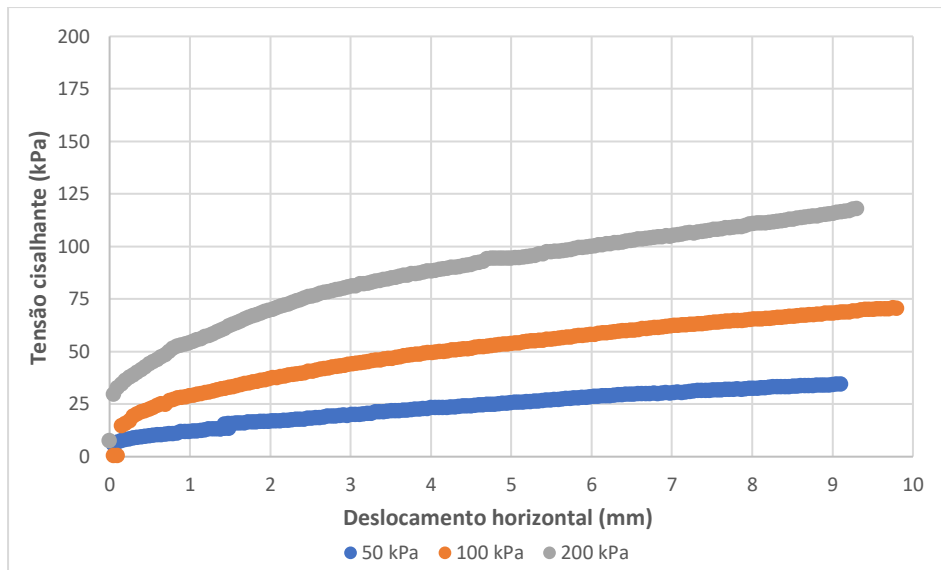


Figura 4. 12 - Gráfico do ensaio de cisalhamento direto do solo laterítico

Considerando-se a clara indefinição da tensão de ruptura na maioria dos ensaios, optou-se por analisar as envoltórias de ruptura considerando-se os três critérios de ruptura adotados por Feuerharmmel (2007) e Pereira (2013), citados por Massocco (2017), e descritos no item 3.2.1.6.

As envoltórias de ruptura para os dois solos são apresentadas na Figura 4.14. A partir destas envoltórias, definiu-se os parâmetros de resistência dos solos estudados: coesão ( $c$ ) e ângulo de atrito ( $\phi$ ), exibidos na Tabela 4.6.

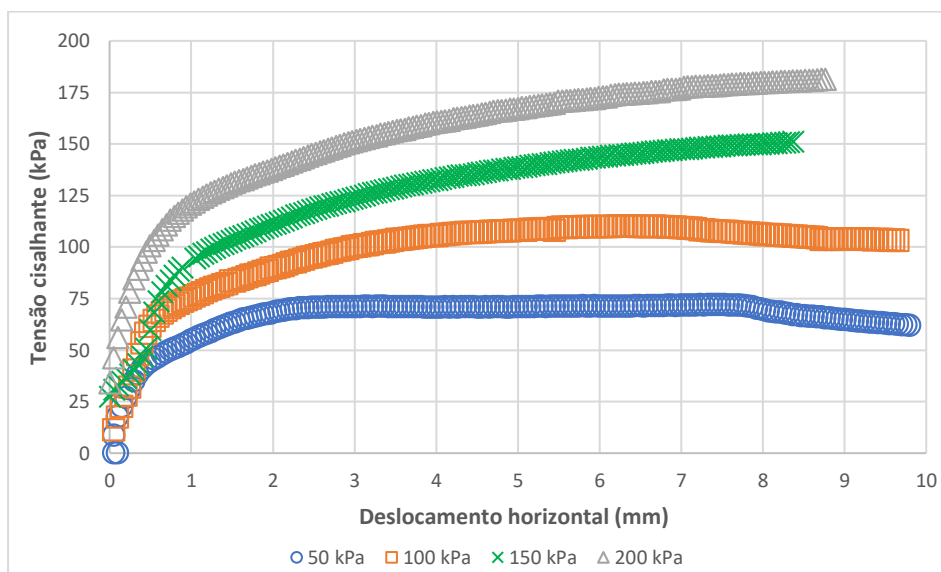


Figura 4. 13 - Gráfico do ensaio de cisalhamento direto do solo saprolítico

Constata-se que o solo laterítico possui menor resistência ao cisalhamento quando comparado com o solo saprolítico. Tal afirmação também é confirmada por resultados disponíveis na literatura para os mesmos solos (Cardoso, 2002), apesar dos ensaios terem sido realizados na condição saturada e o critério para definição da ruptura não ser exatamente o mesmo. Além disto, nota-se que o comportamento do solo laterítico se assemelha aquele de materiais rígido-plásticos, enquanto para o solo saprolítico se percebe um comportamento típico de materiais elasto-plásticos.

Um dos fatores relevantes na diferença de comportamento mecânico entre os solos é a sucção atuante nas amostras. No solo laterítico, na condição de ensaio antes de aplicadas as tensões de consolidação, a sucção mátrica era de aproximadamente 5 kPa, enquanto no saprolítico a mesma estava em torno de 320 kPa. Outra questão a ser considerada é o nível e o tipo de interação entre as partículas. No solo laterítico, tem-se que, devido à presença de microagregados, apesar de sua natureza argilosa (conforme mostra a curva granulométrica com o uso de defloculante), o nível de interação entre as partículas no plano de cisalhamento é baixo.

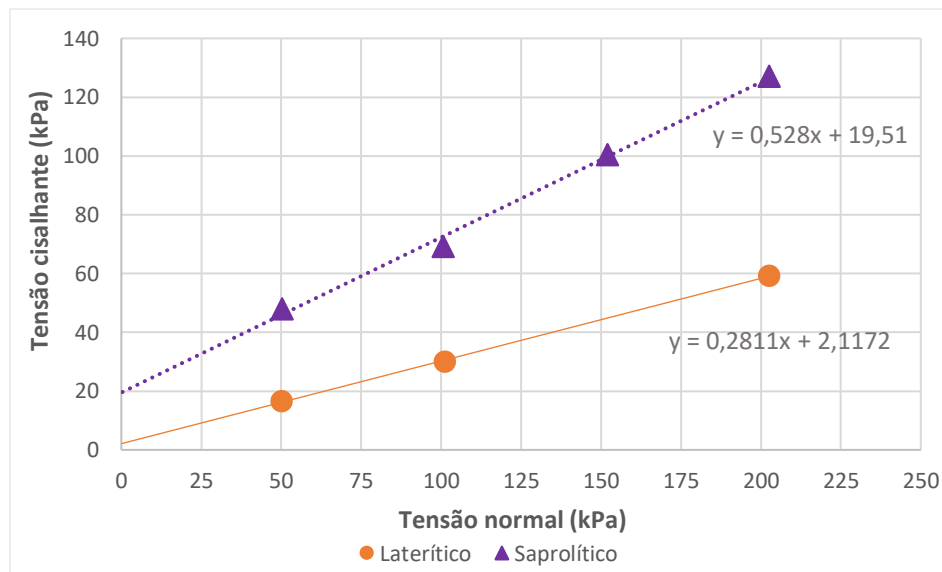


Figura 4. 14 - Envoltórias de ruptura dos solos estudados

Tabela 4. 6 - Parâmetros de resistência ao cisalhamento dos solos estudados

Solo	c (kPa)	$\phi$ (°)
<b>Laterítico</b>	2,1	15,7
<b>Saprolítico</b>	19,5	27,8

## 4.2 CONCRETO

Os resultados dos ensaios realizados com concreto são organizados da seguinte maneira: consistência do concreto através do ensaio de abatimento do tronco de cone (*slump test*), massa específica dos sólidos ( $\rho_s$ ), resistência à tração por compressão diametral ( $f_{ct,sp}$ ) com acompanhamento da sucção mátrica ( $u_a - u_w$ ), resistência à compressão simples ( $f_c$ ), módulo de elasticidade estático à compressão ( $E_{ci}$ ) e curva característica do concreto.

### 4.2.1 Consistência do concreto através do abatimento do tronco de cone (*slump test*)

O valor encontrado para o abatimento do tronco de cone foi de 24,5 cm. Como para a obra de referência (estaca Hélice Contínua) foi imposto, para o concreto, um *slump* na faixa de  $24 \pm 2$  cm pelos engenheiros responsáveis, considerou-se que a mistura feita em laboratório é semelhante à da obra quanto à consistência e trabalhabilidade, uma vez que atende ao critério estabelecido.

### 4.2.2 Massa específica dos sólidos do concreto

Tendo em vista a necessidade de conhecer a massa específico dos sólidos quando da determinação do índice de vazios e do grau de saturação do concreto ao longo do tempo de cura – parâmetros necessários para a análise proposta no item 4.2.3 – determinou-se tal propriedade para diferentes idades de cura (10, 14, 28, 75 e 90 dias) no equipamento pentapicnômetro. A Figura 4.15 traz os resultados obtidos para ambas as levas de concreto.

A dispersão observada nos resultados já era esperada uma vez que o concreto é um material heterogêneo formado de materiais com  $\rho_s$  diferentes entre si. Mesmo assim, observou-se uma tendência de queda nos valores de  $\rho_s$  conforme o tempo de cura aumenta e obteve-se boas relações entre as duas variáveis do gráfico. Tais relações foram as equações logarítmicas apresentadas na Figura 4.15, que foram adotadas para estimativa do  $\rho_s$  do concreto quando se necessitou deste parâmetro. Destaca-se que a partir dos 75 dias de cura  $\rho_s$  tendeu a se estabilizar.



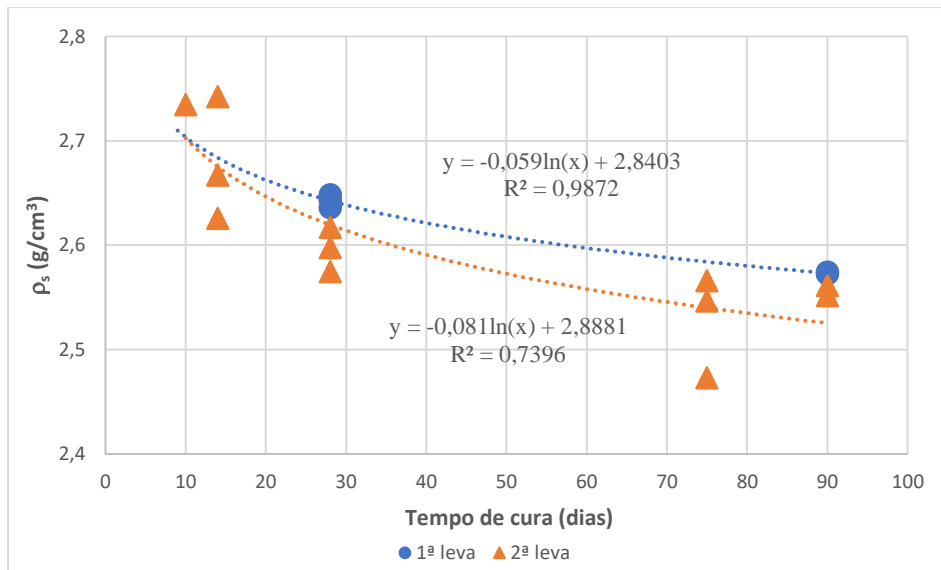


Figura 4. 15 - Valores de  $\rho_s$  do concreto ao longo do tempo de cura

Outro aspecto analisado, puramente metodológico e experimental, foi o efeito que a condição física do concreto – pulverizado (“pó”) ou em fragmentos (“cacos”) – tem sobre a determinação do  $\rho_s$  no equipamento pentapicnômetro. A Figura 4.16 demonstra que praticamente não faz diferença nos resultados a condição física do concreto. Nota-se, entretanto, que os valores obtidos com o pó são ligeiramente mais altos, o que corrobora as expectativas, uma vez que no concreto pulverizado o gás do equipamento penetra mais entre todas as partículas, resultando em um volume de sólidos menor e, conseqüentemente, um  $\rho_s$  maior. Em contrapartida, nos fragmentos de concreto, alguns poros podem ser de difícil acesso ao gás hélio utilizado no ensaio. Em termos práticos, podem ser usados fragmentos do concreto, sem a necessidade de moagem, na determinação do  $\rho_s$ .

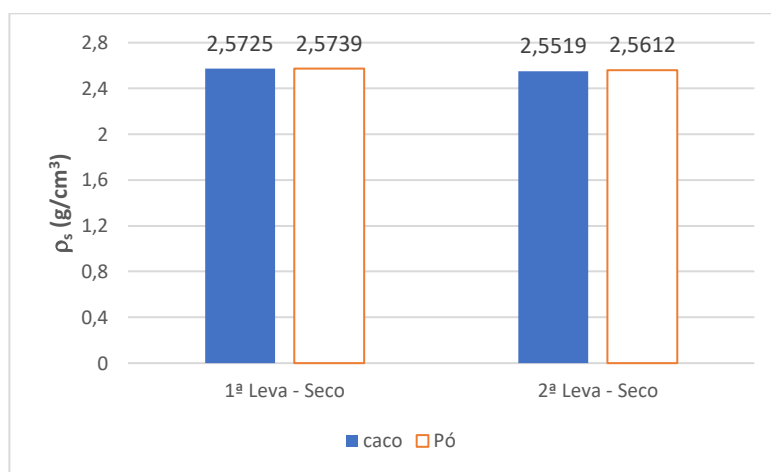


Figura 4. 16 - Comparativo entre  $\rho_s$  obtido com concreto pulverizado e em fragmentos

### 4.2.3 Resistência à tração por compressão diametral com acompanhamento da sucção

Ao decorrer dos próximos itens serão apresentados os resultados relativos aos ensaios de resistência à tração com determinação da sucção do concreto. Para fins de organização, dividiu-se tal apresentação da seguinte maneira: influência da umidade e do tempo de cura no índice de vazios, influência da sucção na resistência à tração e influência do comprimento do CP na resistência à tração.

#### 4.2.3.1 Influência da umidade e do tempo de cura no índice de vazios

A Figura 4.17 exhibe a relação entre a umidade dos CP's e o índice de vazios dos mesmos, enquanto a Figura 4.18 mostra a influência do tempo de cura sobre o índice de vazios.

Nota-se que o índice de vazios é diretamente proporcional à umidade, mas inversamente proporcional ao tempo de cura. Tem-se tal comportamento devido ao fato de que, com o aumento do tempo de cura, amplia-se o consumo de água nas reações de hidratação ocorrentes no concreto, fazendo com que o seu teor diminua. Ao mesmo tempo, gera-se compostos químicos que fazem com que o volume de vazios e, por consequência, o índice de vazios, diminuam. Tanto a redução do teor de umidade como do índice de vazios reflete em maiores resistências em idades de cura mais elevadas (Neville, 1997).

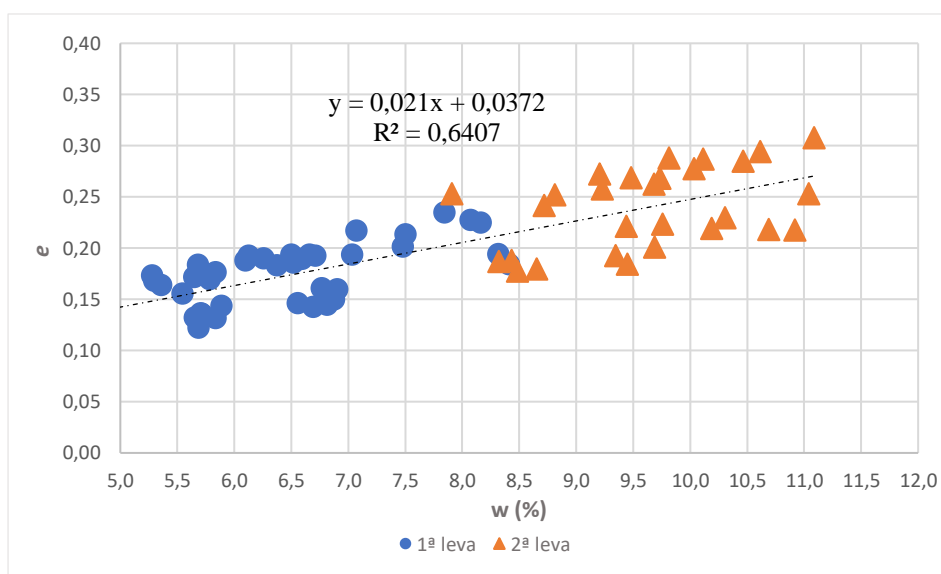


Figura 4. 17 - Influência da umidade no índice de vazios do concreto

As Figuras 4.17 e 4.18 são relevantes pois colocam em evidência que a porosidade inicial e final do concreto dependerão do teor de umidade inicial. Utilizando-se da regressão linear explicitada na Figura 4.17, é possível concluir que, para o intervalo de umidade analisado, o índice de vazios aumenta em 82,6% para os CP's mais úmidos. Observa-se ainda que os CP's da 2ª leva apresentaram maiores valores de umidade, fato corroborado pela diferença no índice de vazios entre as duas levadas (Figura 4.18).

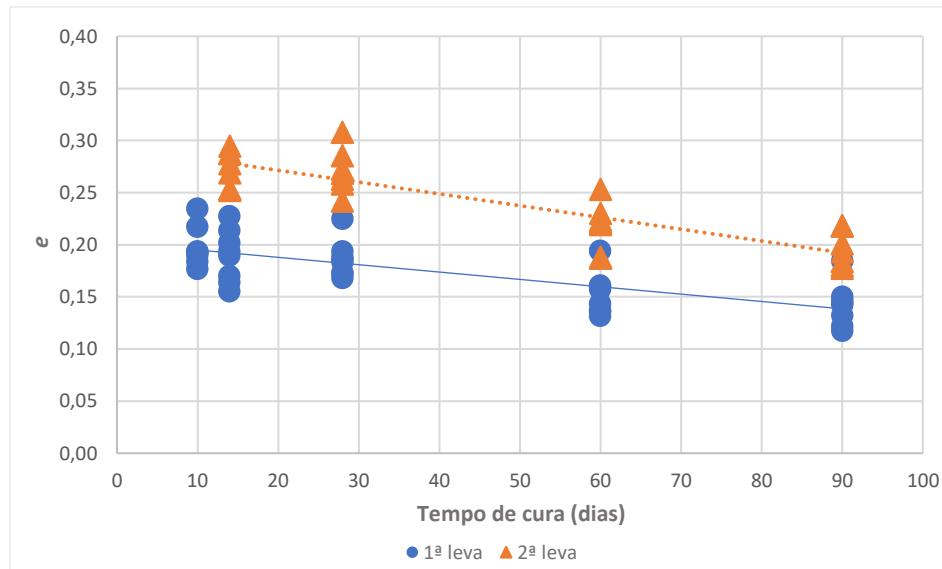


Figura 4. 18 - Influência do tempo de cura no índice de vazios do concreto

Esta diferença é intrínseca ao processo de fabricação do concreto, ou seja, se o concreto não advir da mesma betonada, provavelmente suas características serão ligeiramente diferentes de uma leva para outra. Isso porque se têm variações na energia de amassamento, na temperatura, no transporte até a obra, entre outros fatores. No entanto, salienta-se que se pode atingir um maior rigor na mistura do concreto, sendo que os próprios resultados apresentados fazem sobressair a importância de tal controle na produção deste material.

#### 4.2.3.2 Influência da sucção na resistência à tração

Uma vez realizados os ensaios de resistência à tração por compressão diametral após determinação da sucção pelo método do papel filtro, determinou-se, por meio da balança hidrostática, os pesos específicos dos CP's de concreto. Com isso, foi possível analisar como se dá a influência da sucção na resistência à tração por compressão diametral ( $f_{ct,sp}$ ), considerando, também, o efeito do índice de vazios. A Figura 4.19 apresenta a relação  $f_{ct,sp}$

(MPa) x Sucção mátrica (kPa), considerando todos os CP's nos quais foram realizados ensaios para determinação da sucção. Nota-se que não existe uma tendência clara de aumento da  $f_{ct,sp}$  com o crescimento da sucção mátrica, ou seja, a dispersão obtida é elevada, o que reflete em um  $R^2 = 21\%$ .

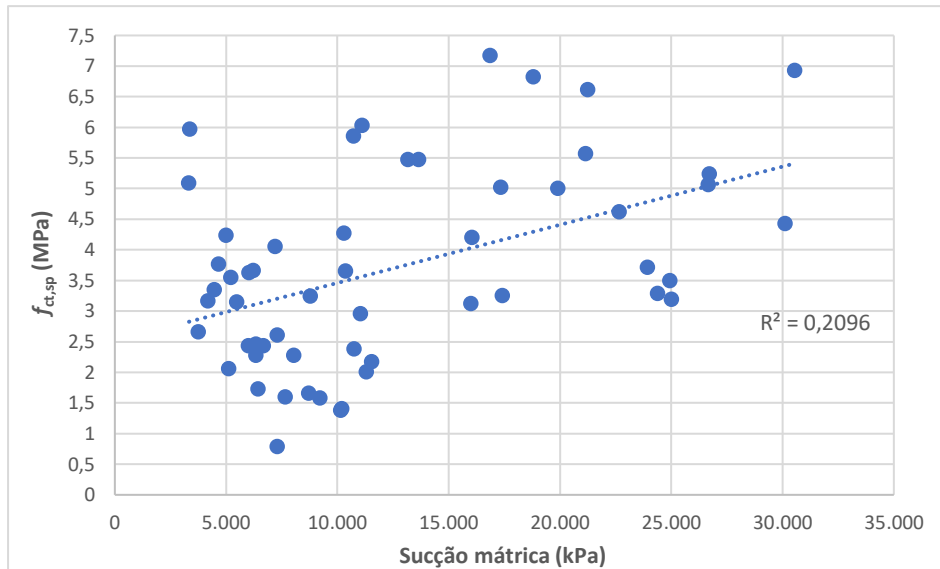


Figura 4. 19 - Relação entre resistência à tração e sucção mátrica (kPa)

Ressalva-se que, apesar de realizada a determinação da sucção total, somente se utilizou a sucção mátrica, uma vez que os resultados da sucção total, assim como no caso dos solos, incorriam em valores negativos para a sucção osmótica. A Figura 4.20 mostra um comparativo entre os valores de sucção mátrica e total, sendo que a área hachurada é correspondente à região de valores de sucção osmótica negativa. Tal fato foi atribuído, mais uma vez, à possibilidade de os espaçadores de plástico não terem sido eficientes na separação entre o CP e os papéis filtro. Cita-se que os resultados de Lima (2018) apresentaram o mesmo problema.

De modo a considerar o efeito do índice de vazios dos CP's na resistência à tração, plotou-se, conforme proposto por Camapum de Carvalho *et al.* (2002),  $f_{ct,sp} \times pF/e$ , obtendo-se uma melhor correlação, como mostrado na Figura 4.21. O  $R^2$ , neste caso, é de 54,7%. Logo, evidencia-se a importância de se levar em conta o índice de vazios dos materiais porosos quando se busca correlacionar parâmetros de resistência com a sucção atuante nos CP's.

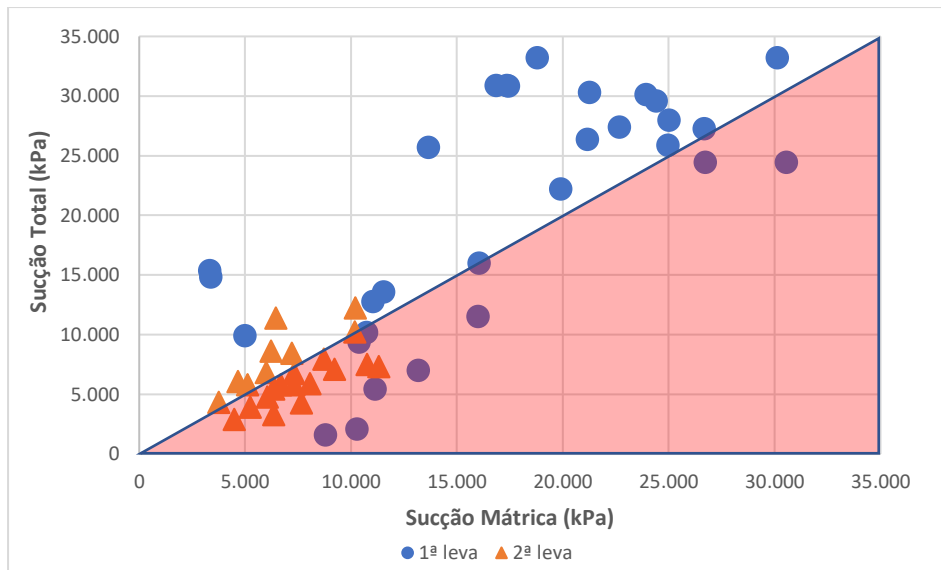


Figura 4. 20 - Relação entre sucção mátrica e sucção total no concreto

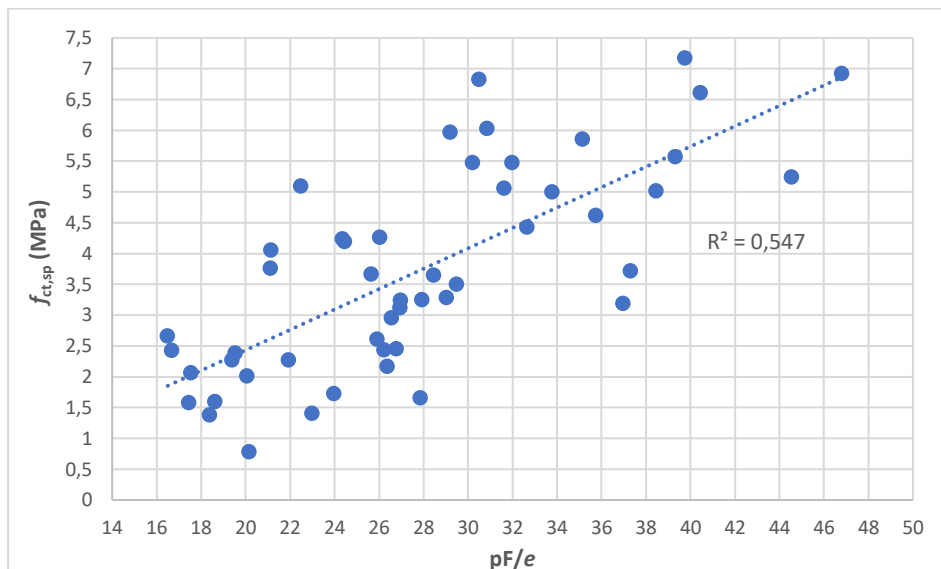


Figura 4. 21 - Relação entre a resistência à tração e  $pF/e$

Outro efeito a ser considerado é o tempo de cura do concreto. Para tanto, plota-se a mesma relação exibida na Figura 4.21, porém se separa os pontos por tempo de cura e leva de origem (Figura 4.22). Percebe-se, primeiramente, a diferença entre as levadas: a primeira apresenta resultados de resistência e de sucção mais altos do que a segunda, fato associado à diferença observada no índice de vazios das levadas (Figura 4.18). Um índice de vazios maior (caso da 2ª leva), além de diminuir a resistência do concreto, possibilita um maior armazenamento de água e, conseqüentemente, poderia justificar menores valores de sucção.

Além disso, visto que a transformação utilizada emprega este índice no denominador, quanto maior o mesmo, menor o valor de  $pF/e$ .

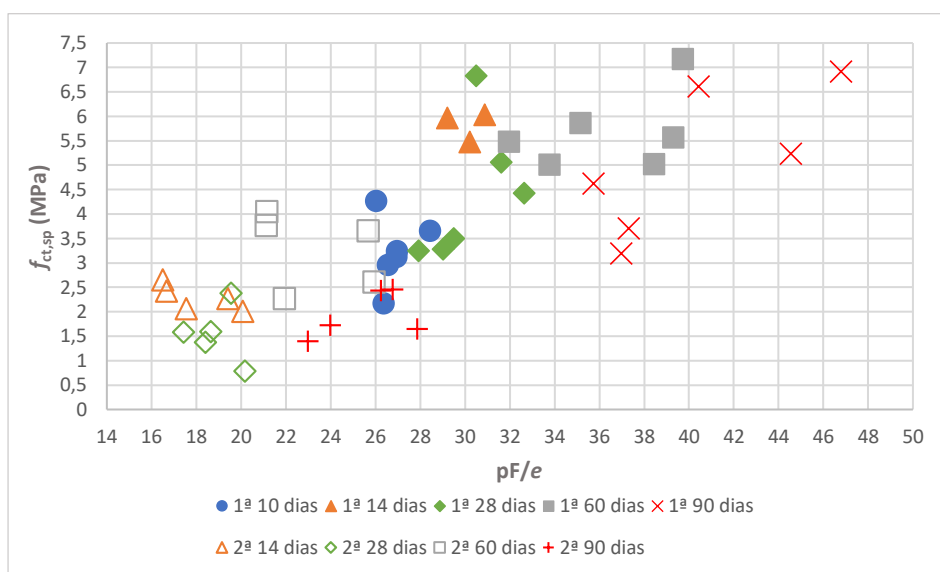


Figura 4. 22 - Relação entre a resistência à tração e  $pF/e$ , separando-se por tempo de cura e leva

Nota-se, também, que a relação  $pF/e$  aumenta conforme o tempo de cura, para ambas as levadas. Além do índice de vazios diminuir conforme o tempo de cura, ainda se destaca o efeito das reações de hidratação do concreto, que se utilizam da umidade presente no CP para a formação de compostos cimentícios como o C-S-H, fixando esta água na estrutura de minerais. Ou seja, o teor de umidade nos poros do concreto diminui ao passo que a idade do concreto aumenta (Mehta e Monteiro, 2014).

#### 4.2.3.3 Influência do comprimento do corpo de prova na resistência à tração

A fim de analisar as possíveis limitações do uso de CP's fora do padrão ( $1 < \text{comprimento/diâmetro} < 2$ ) na determinação da resistência à tração, os ensaios de compressão diametral englobaram as relações 0,25, 0,5, 1 e 2. As Figuras 4.23 a 4.27 apresentam a influência desta relação comprimento/diâmetro em  $f_{ct,sp}$ , separando as análises por idade dos CP's. A Tabela 4.7, por sua vez, apresenta, para a primeira leva, os valores obtidos por meio de análise estatística de ordem: valor médio mais provável da resistência à tração indireta e o coeficiente de variação ( $v_r$ ) da variável em questão, calculado como a razão do valor mais

provável do desvio padrão na população finita de 3 amostras pelo valor médio mais provável da mesma população.

Primeiramente, analisa-se a diferença de resultados entre as duas levas. Como já visto em itens anteriores, a 1ª leva apresenta maiores valores de resistência à tração quando comparada à 2ª leva, fato atribuído à discrepância entre os índices de vazios das duas levas. Além disso, nas análises subseqüentes serão considerados os pontos da 1ª leva, uma vez que para a mesma se tem três pontos de ensaio para todos os comprimentos de CP, possibilitando uma análise preliminar da dispersão dos resultados.

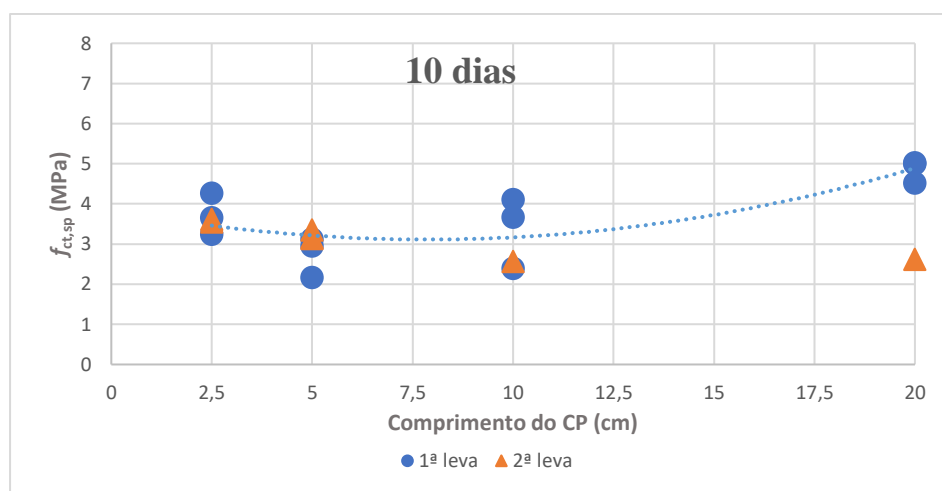


Figura 4. 23 - Influência do comprimento do CP na resistência à tração (10 dias)

Atentando-se, então, para o efeito do comprimento do CP em  $f_{ct,sp}$ , nota-se que, para a 1ª leva aos 10 dias de cura (Figura 4.23), há um pequeno aumento em  $f_{ct,sp}$  médio quando se trabalha com os CP's de 20 cm de altura, aliado com um menor coeficiente de variação ( $v_r$ ).

Já aos 14 dias (Figura 4.24), observa-se um valor praticamente igual para os comprimentos de 2,5 cm e 5 cm, seguido por uma queda em  $f_{ct,sp}$  médio quando trabalha-se com CP's de 10 cm e 20 cm. O  $v_r$ , exceto para o comprimento de 2,5 cm, teve amplitude parecida. A queda em valores de  $f_{ct,sp}$  médio entre os comprimentos de 5 cm e 10 cm repetiu-se para todas as idades maiores do que 14 dias.

Aos 28 dias (Figura 4.25), nota-se que o  $v_r$  dos resultados para os comprimentos de 2,5 cm e 5 cm é mais acentuada do que para os maiores comprimentos. Os valores de  $f_{ct,sp}$  médio diminuem para os comprimentos de 5 cm e 10 cm, mas voltam a subir para os CP's de 20 cm, com uma dispersão mínima.

Quanto aos 60 dias (Figura 4.26), observa-se uma tendência parecida com a percebida para os 28 dias: o  $v_r$  é maior para os CP's de 2,5 cm e mínimo para os CP's de 20 cm. Os valores de  $f_{ct,sp}$  médio, por suas vezes, decrescem até o comprimento de 10 cm, mas aumentam para os CP's de 20 cm.

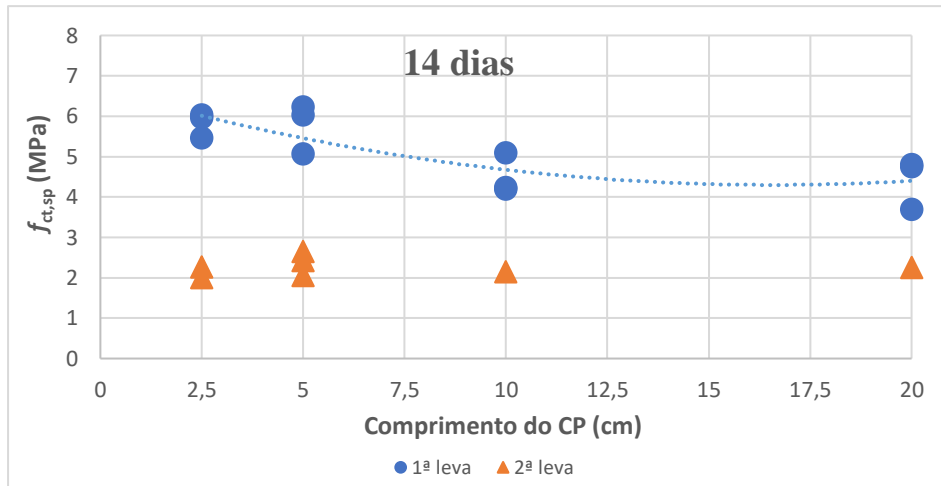


Figura 4. 24 - Influência do comprimento do CP na resistência à tração (14 dias)

Finalmente, aos 90 dias (Figura 4.27), constata-se um maior  $v_r$  para os valores de  $f_{ct,sp}$  nos comprimentos de 2,5 cm, 5 cm e 10 cm, sendo mínimo para os CP's de 20 cm. A magnitude de  $f_{ct,sp}$  médio, assim como aos 60 dias, foi maior para os CP's de 2,5 cm. Para os comprimentos de 5 cm e 10 cm se observa uma queda gradual em  $f_{ct,sp}$  médio, seguida pelo aumento característico para os CP's de 20 cm.

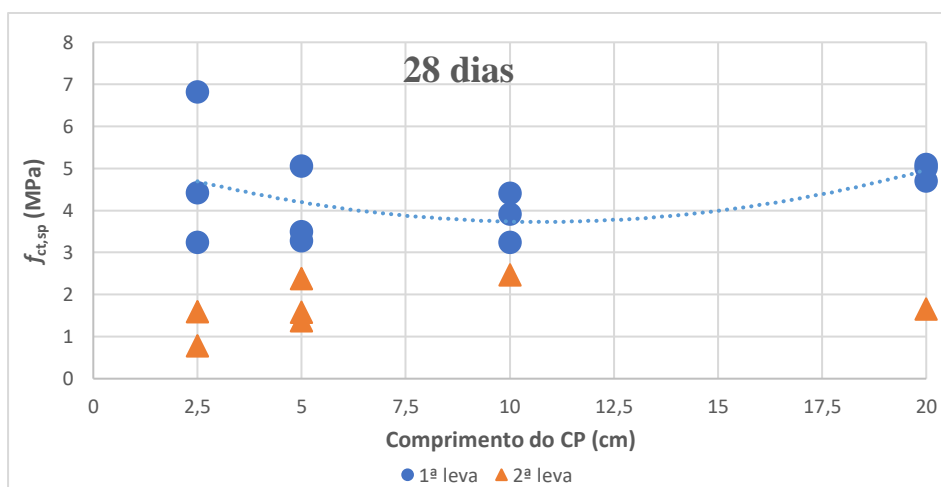


Figura 4. 25 - Influência do comprimento do CP na resistência à tração (28 dias)



Em resumo, constata-se que os coeficientes de variação ( $v_f$ ) de  $f_{ct,sp}$  são maiores para os comprimentos menores (2,5 cm, 5 cm e 10 cm), sobretudo nas maiores idades. Os valores de  $f_{ct,sp}$  médio, aos 10 dias, tendem a cair para comprimentos de 5 cm e voltam a subir até os 20 cm. Aos 14 dias, diferentemente das outras idades, os valores de  $f_{ct,sp}$  médio tendem a cair com o aumento do comprimento dos CP's. Já para os 28, 60 e 90 dias, observa-se uma tendência parecida: os valores de  $f_{ct,sp}$  médio são maiores para os CP's de 2,5 cm, decrescem para os CP's de 5 cm e 10 cm, e voltam a subir para os CP's com 20 cm de comprimento.

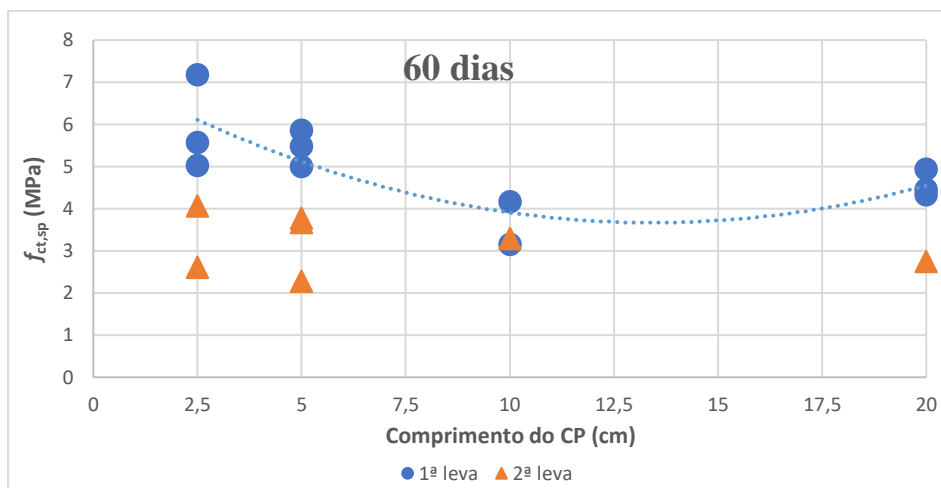


Figura 4. 26 - Influência do comprimento do CP na resistência à tração (60 dias)

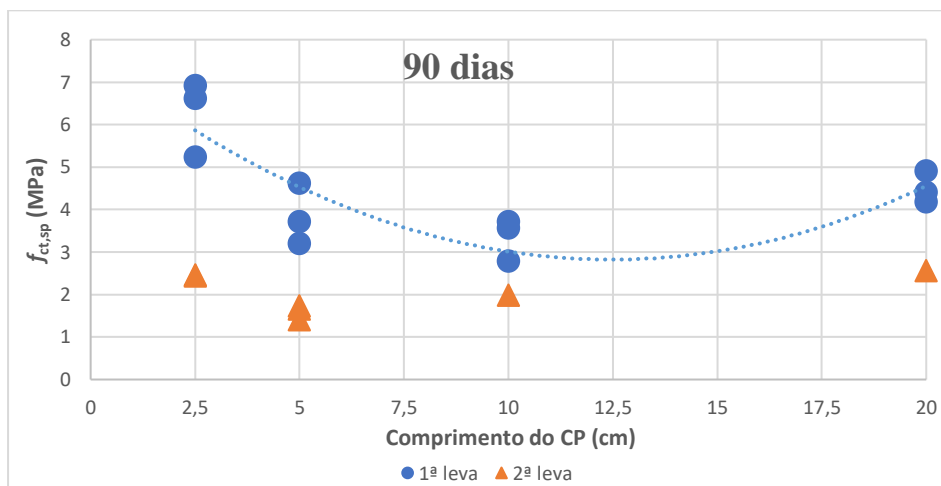


Figura 4. 27 - Influência do comprimento do CP na resistência à tração (90 dias)

Tabela 4. 7 - Análise estatística de ordem dos resultados de resistência à tração indireta do concreto

Idade (dias)	Comprimento do CP (cm)	$f_{ct,sp}$ médio (MPa)	$v_r$ (%)
10	2,5	3,76	16,1
	5	2,65	21,2
	10	3,26	31,0
	20	4,78	6,3
14	2,5	5,75	5,7
	5	5,65	12,2
	10	4,65	11,4
	20	4,25	15,3
28	2,5	5,04	41,9
	5	4,17	25,1
	10	3,83	18,1
	20	4,90	4,8
60	2,5	6,10	20,9
	5	5,43	9,3
	10	3,66	16,3
	20	4,63	7,8
90	2,5	6,08	16,4
	5	3,91	21,6
	10	3,25	17,0
	20	4,55	9,5

Com base nos resultados obtidos com esta análise, recomenda-se a utilização da relação comprimento/diâmetro mais próxima à 2. Isto porque os CP's de 20 cm de comprimento apresentaram menor coeficiente de variação nos resultados de resistência à tração. Além disso, observa-se que, geralmente, a resistência à tração obtida por meio de CP's menores é maior do que a obtida por CP's dentro do padrão de norma (contra a segurança). Tal fato é atribuído à maior probabilidade de ocorrência de zonas de transição fragilizadas nos CP's maiores.

#### 4.2.4 Resistência à compressão

Como usual em pesquisas que envolvem concreto, apresenta-se, na Figura 4.28, a resistência à compressão ( $f_c$ ) do material ao longo de seu tempo de cura. Lembra-se que tais valores são correspondentes ao concreto da 1ª leva e que foram impostas aos CP's as mesmas condições de cura adotadas para os CP's de resistência à tração, ou seja, cura em câmara úmida

e isolamento da atmosfera 10 dias antes dos ensaios (7 dias no caso do ensaio de 10 dias de cura). A Tabela 4.8, por sua vez, apresenta os valores obtidos para o coeficiente de variação ( $v_r$ ) e uma estimativa do  $f_{ck}$  deste concreto segundo a Eq. 4.1, na qual  $\mu_r$  é o valor médio de  $f_c$  e  $\sigma_r$  é o desvio padrão.

$$f_{ck} = \mu_r - 1,645 \cdot \sigma_r \quad \text{Equação 4.1}$$

Como esperado, o concreto apresenta altos valores de  $f_c$  já nas primeiras idades, uma vez que o cimento utilizado em sua fabricação é o CP V – ARI (alta resistência inicial). Nota-se, também, que  $f_c$  continua a aumentar com o aumento do tempo de cura, ao menos no período analisado nesta pesquisa. A variação da resistência com o tempo de cura não deve, no entanto, ser associada tão somente ao processo de cura. Como a Figura 4.21 mostrou, a resistência à tração é, além de outros fatores, função da sucção e do índice de vazios e, por consequência, como as duas resistências se relacionam, a resistência à compressão também se submete aos mesmos efeitos.

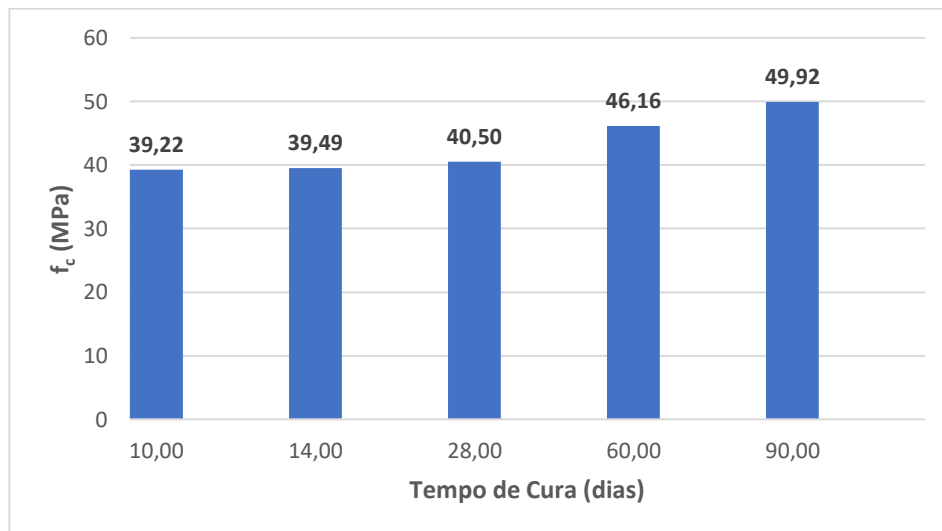


Figura 4. 28 - Resistência à compressão do concreto

Tabela 4. 8 – Coeficiente de variação de  $f_c$  e  $f_{ck}$  estimado do concreto

Idade (dias)	$f_c$ médio (MPa)	$V_r$ (%)	$f_{ck}$ estimado (MPa)
10	39,22	8,9	33,47
14	39,49	5,7	35,78
28	40,50	5,0	37,19
60	46,16	5,6	41,93
90	49,92	5,2	45,66

#### 4.2.5 Módulo de elasticidade estático à compressão

Para todas as idades estudadas, realizou-se ensaios de módulo de elasticidade estático à compressão ( $E_{ci}$ ) do concreto. Na Figura 4.29 tem-se um resumo dos resultados.

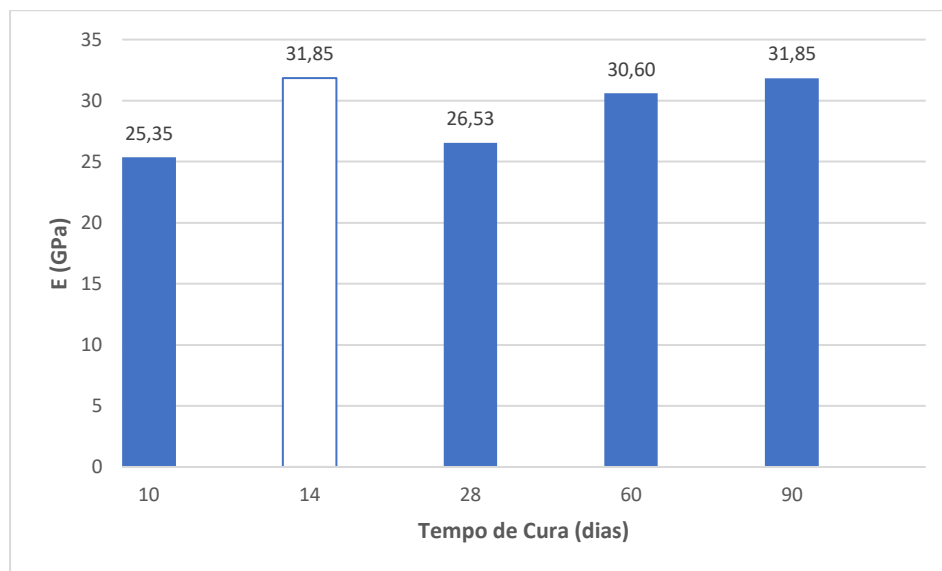


Figura 4. 29 - Resultados de módulo de elasticidade do concreto

Nota-se, a partir dos resultados exibidos, que o  $E_{ci}$ , assim como o  $f_c$ , tende a aumentar com o tempo de cura no intervalo de tempo estudado. Aos 10 dias, tem-se um valor de 25,35 GPa que cresce gradualmente até os 90 dias, quando chega a 31,85 GPa. Ou seja, o concreto em questão aumentou seu E em 25,6% em um período de 80 dias.

Destaca-se que o resultado obtido para os 14 dias (distinguido na Figura 4.29) foge à tendência de aumento gradual do  $E_{ci}$ . Isso porque, como explicado no item 3.2.2.5, teve-se que utilizar um concreto advindo de uma outra betonada e moldado em dia diferente dos demais. Como citado anteriormente, tal fato incorre em diferenças de valores para as propriedades do concreto.

Ainda se discute, com base nos resultados experimentais obtidos na presente pesquisa, a adequação do procedimento utilizado por Lima (2018) para fins de estimativa do  $E_{ci}$  a partir de resultados de  $f_{ct, sp}$ .

#### 4.2.5.1 Discussão sobre a adequação da estimativa de $E_{ci}$ a partir de $f_{ct,sp}$

A NBR 6118 (ABNT, 2014) propõe a Eq. 4.2 para estimar a o módulo de elasticidade do concreto a partir de valores de resistência à compressão (para concretos com agregados calcários e  $f_{ck}$  até 50 MPa). A mesma norma apresenta as Eq. 4.3 e 4.4 para a estimativa da resistência à tração com base nos resultados de resistência à compressão e da resistência à tração indireta a partir da resistência à tração média, respectivamente.

$$E_{ci} = 0,9 \cdot 5600 \sqrt{f_{ck}} \quad (\text{Equação 4.2})$$

$$f_{ct,m} = 1/3 \cdot (f_{ck}^{2/3}) \quad (\text{Equação 4.3})$$

$$f_{ct,m} = 0,9 \cdot f_{ct,sp} \quad (\text{Equação 4.4})$$

Com base nestas três equações, é possível estimar o módulo de elasticidade do concreto a partir da resistência à tração por compressão diametral. Tal procedimento se faz relevante, no contexto da presente pesquisa, devido ao emprego desta estimativa por Lima (2018) em lugar da especificação de norma, e tendo em vista que, para avaliação da sucção pela técnica do papel filtro, o uso de corpos de prova menores é mais prático. O referido autor dispunha de CP's com uma média de relação comprimento/diâmetro de 0,46, logo uma análise dos valores e das dispersões causadas pelo uso de CP's com diferentes comprimentos se justifica.

Cita-se que o procedimento apresentado é uma maneira de estimar  $E_{ci}$  através de  $f_{ct,sp}$  quando não se têm ensaios de módulo de elasticidade disponíveis (ABNT, 2014). Entretanto, com base nas informações dos itens 2.2.2.1 e 2.2.3.1, pode-se afirmar que concretos com o mesmo  $f_{ck}$  – e  $f_{ct,sp}$  no presente contexto – podem apresentar  $E_{ci}$  diferentes. Devido a este fato, os resultados apresentados nesta dissertação são específicos para o concreto estudado e devem ser analisados tendo em mente os  $f_{ck}$  e  $f_{ct,sp}$  obtidos e seus respectivos coeficientes de variação.

As Figuras 4.30 a 4.34 mostram os resultados de módulo obtidos a partir das Eq. 4.2, 4.3 e 4.4. Assim como visto no item 4.2.3.3, os valores de E da 2ª leva, em geral, são menores do que os valores encontrados para a primeira. Lembra-se da maior porosidade na 2ª leva como principal causadora da diferença. Ressalta-se que, para a análise subsequente em relação aos valores de  $E_{ci}$  e a dispersão dos mesmos, utiliza-se os pontos da 1ª leva, uma vez que para tal

betonada existem 3 pontos para todos os comprimentos de CP. Todos os CP's apresentavam diâmetro igual a 10 cm.

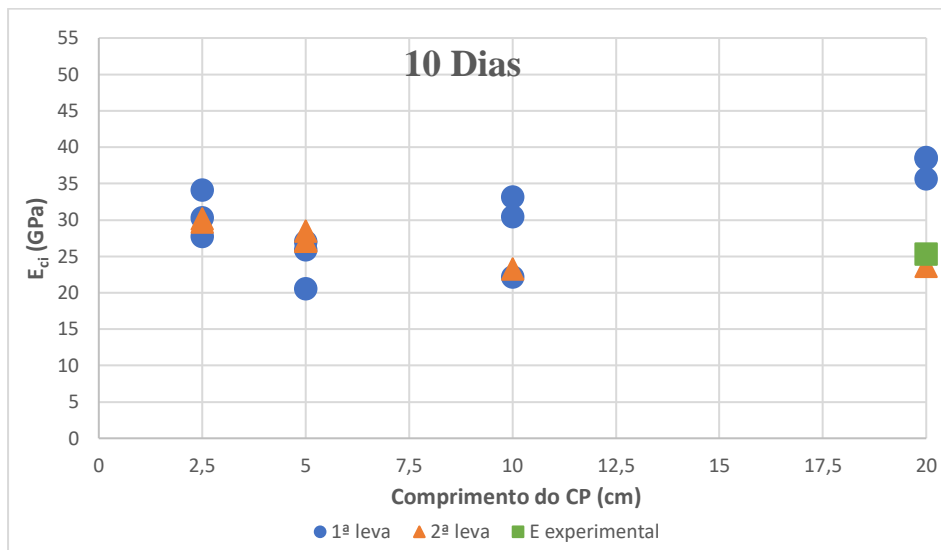


Figura 4. 30 - Estimativa de  $E_{ci}$  a partir de  $f_{ct, sp}$  (10 dias)

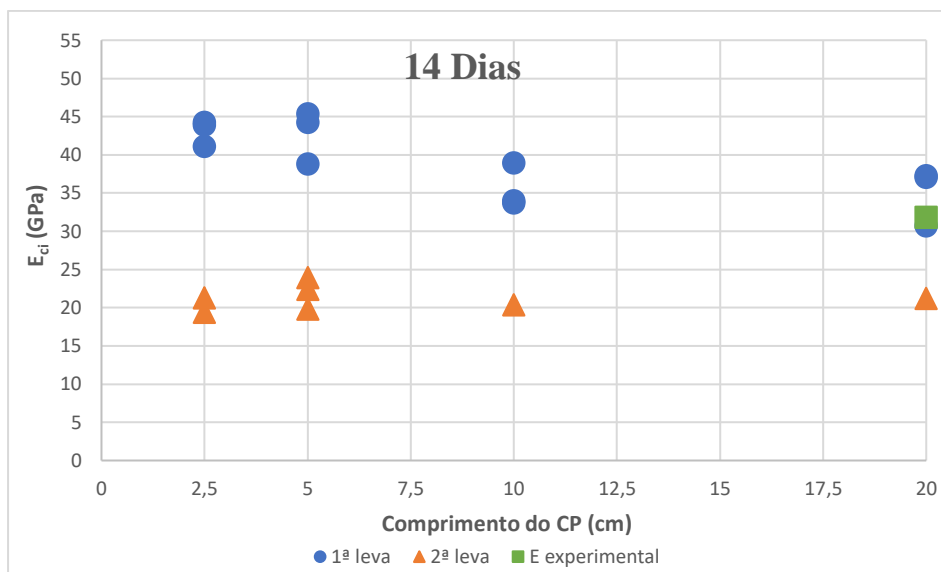


Figura 4. 31 - Estimativa de  $E_{ci}$  a partir de  $f_{ct, sp}$  (14 dias)

Uma vez que os valores de E aqui apresentados são advindos dos valores experimentais de  $f_{ct, sp}$ , a mesma tendência de dispersão do item 4.2.3.3 é observada. Os valores de E são mais afastados entre si para os CP's com menor comprimento (2,5 cm), principalmente em idades mais avançadas.

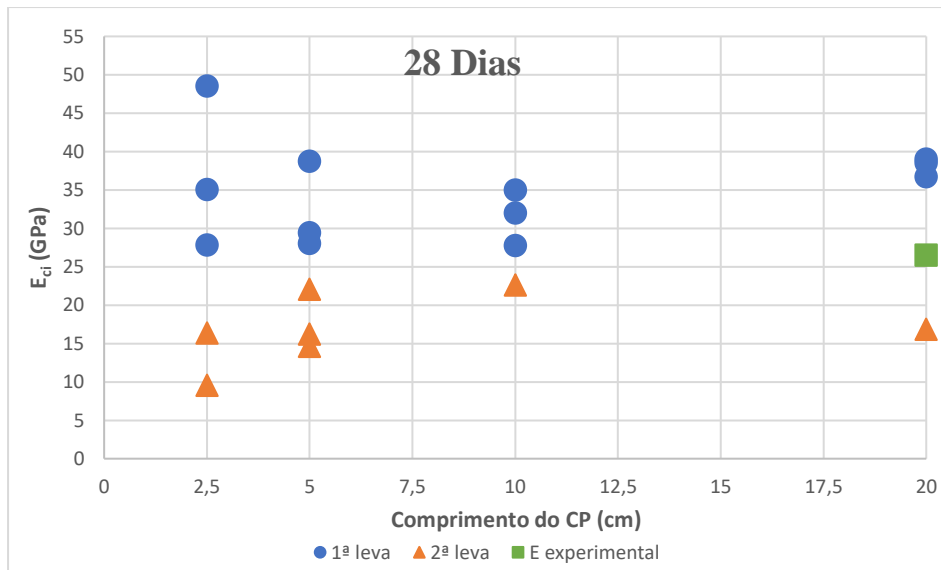


Figura 4. 32 - Estimativa de  $E_{ci}$  a partir de  $f_{ct, sp}$  (28 dias)

Com a finalidade de comparar os valores de  $E_{ci}$  obtidos experimentalmente com aqueles advindos da estimativa, utilizou-se a média destes últimos para cada comprimento e idade de cura (dispõe-se de três pontos para cada comprimento, para cada um dos tempos de cura). Tal análise pode ser visualizada na Tabela 4.9, que ainda traz os resultados da estimativa do módulo de elasticidade a partir da equação recomendada pela NBR 6118 anterior (E est. NBR 6118 - 2008), publicada no ano de 2008, para fins de comparação. Esta equação é apresentada a seguir.

$$E_{ci} = 0,9 \cdot 4760^2 \sqrt{f_{ck}} \quad (\text{Equação 4.5})$$

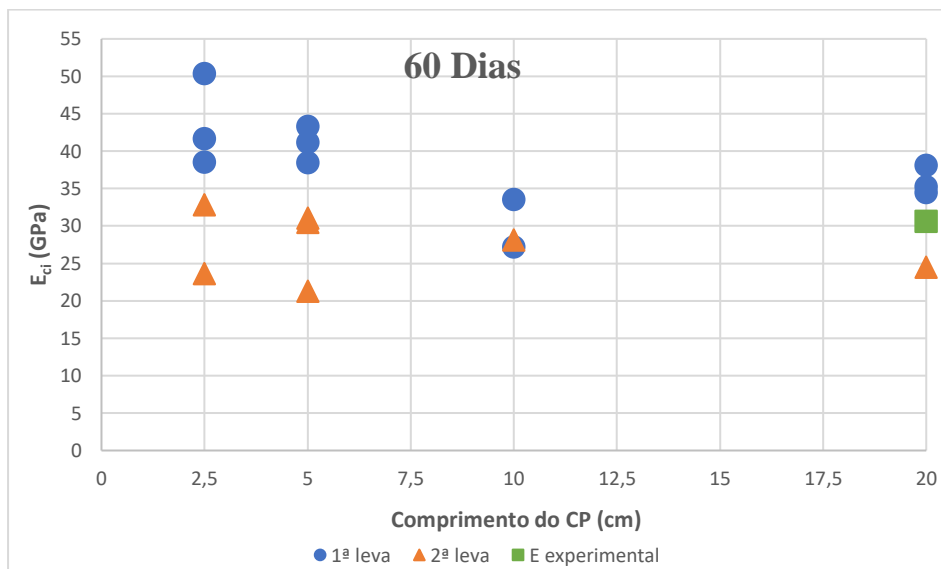


Figura 4. 33 - Estimativa de  $E_{ci}$  a partir de  $f_{ct, sp}$  (60 dias)

Considerando somente a estimativa do módulo a partir da norma vigente (2014), percebe-se que o comprimento de 2,5 cm não apresentou boa estimativa – definida arbitrariamente como erro < 20% – para nenhuma das idades estudadas. Esclarece-se que o erro em questão é o desvio da média dos  $E_{ci}$  estimados em relação aos resultados de  $E_{ci}$  experimentais. Os resultados com CP's de 5 cm foram satisfatórios para as idades de 10 e 90 dias, enquanto os de 10 cm para todas as idades estudadas. Finalmente, os CP's com 20 cm de comprimento apresentaram bons resultados para as idades de 14, 60 e 90 dias.

Porém, considerando a estimativa do módulo a partir da norma de 2008 (Eq. 4.5), observa-se um comportamento distinto: os CP's de 2,5 cm de comprimento apresentam boas estimativas para 10, 14 e 28 dias. Os de 5 cm de comprimento mostram boas estimativas para todas as idades, enquanto os de 10 cm também, exceto aos 90 dias. Por fim, os CP's com 20 cm de comprimento resultaram em boas estimativas para as idades de 28, 60 e 90 dias.

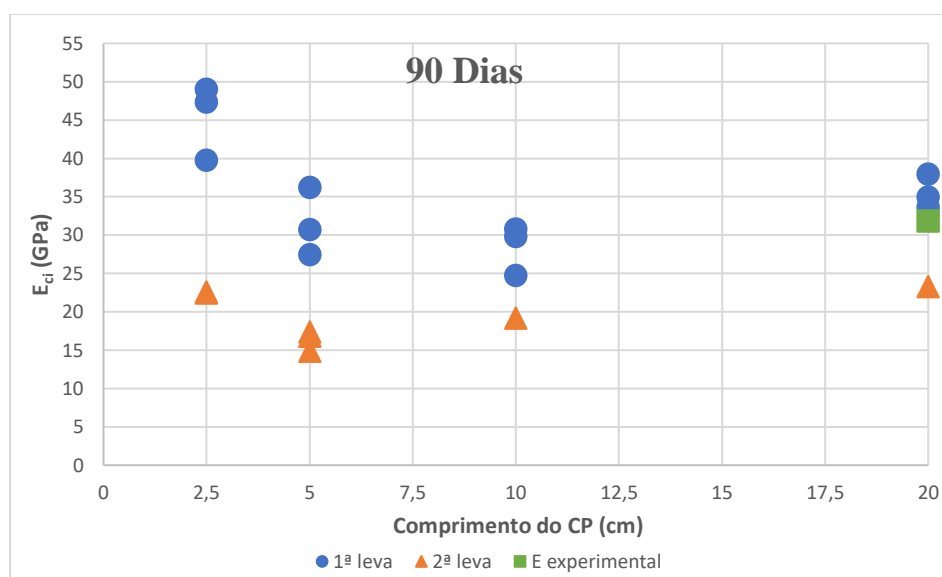


Figura 4. 34 - Estimativa de  $E_{ci}$  a partir de  $f_{ct, sp}$  (90 dias)

As Figuras 4.30 a 4.34 mostram que, para a primeira leva, existe uma tendência de o módulo estimado médio diminuir com o aumento do tamanho do CP até o comprimento de 10 cm (exceto para a idade de 10 dias), passando a aumentar em seguida. No entanto, como essa tendência não se confirma para a segunda leva, estima-se que o comprimento não é o único fator intervindo nos resultados obtidos.

Em resumo, a Tabela 4.9 traz os resultados das médias dos valores absolutos de erros para cada um dos comprimentos de CP, para as duas equações utilizadas (Eq. 4.2 e 4.5).



Considerando a equação da norma vigente (Eq. 4.2), percebe-se que aquele comprimento que apresenta, na média, menor erro é o de 10 cm, seguido pelo de 5cm e, posteriormente, o de 20 cm. Já a média dos erros relativos aos CP's de 2,5 cm foi a maior obtida. Destaca-se, ainda, que o erro dos corpos de prova de 5 cm de comprimento (CP fora do padrão de norma) foram inferiores aos obtidos com os CP's de 20 cm (dentro do padrão de norma), mostrando que, admitida a margem de erro obtida, o módulo pode ser estimado a partir dos resultados de resistência à tração indireta do concreto para CP's com relação comprimento/diâmetro de no mínimo 0,5.

Também se nota, na Tabela 4.10, que a estimativa do módulo a partir da Eq. 4.5 foi mais satisfatória para os resultados experimentais obtidos nesta pesquisa. Os CP's com comprimento de 10 cm também foram os que apresentaram menor erro, porém seguido pelos CP's de 20 cm, o que corrobora as expectativas por estes dois comprimentos estarem dentro dos padrões de norma. Os CP's de 5 cm de comprimento resultaram em uma média de erros um pouco acima da encontrada para os CP's de 20 cm, porém com diferença menor do que 1%. Igualmente a quando se usa a Eq. 4.2, os maiores erros foram observados nos CP's de 2,5 cm, porém a média destes fica em torno dos 15%, enquanto para a Eq. 4.2 a mesma média de erros resulta em aproximadamente 36%.

Tabela 4. 9 - Comparação dos resultados de E experimentais e estimados

Idade (dias)	Comprimento do CP (cm)	E est. (GPa)	E est. (GPa)	E exp. (GPa)	Erro (%) NBR 6118 (2008)	Erro (%) NBR 6118 (2014)
		- NBR 6118 (2008)	- NBR 6118 (2014)			
10	2,5	26,14	30,75	25,35	-3%	21%
	5	20,82	24,49		18%	-3%
	10	24,33	28,62		4%	13%
	20	31,93	37,57		-26%	48%
14	2,5	36,62	43,08	31,85	-15%	35%
	5	36,38	42,80		-14%	34%
	10	30,21	35,54		5%	12%
	20	29,74	34,99		7%	10%
28	2,5	31,57	37,14	26,53	-19%	40%
	5	27,26	32,07		-3%	21%
	10	26,86	31,60		-1%	19%
	20	32,37	38,09		-22%	44%

60	2,5	36,99	43,51	30,60	-21%	42%
	5	34,81	40,95		-14%	34%
	10	25,80	30,36		16%	-1%
	20	30,53	35,92		0%	17%
90	2,5	38,59	45,40	31,85	-21%	43%
	5	26,76	31,48		16%	-1%
	10	24,18	28,44		24%	-11%
	20	30,18	35,50		5%	11%

Apesar dos resultados apresentados, ressalta-se que para conclusões mais acertadas sobre o tema em questão, baseadas em análises estatísticas, são necessários mais pontos de ensaio. Também se destaca a necessidade de levar em conta o fator de escala para aqueles CP's com comprimentos diferentes daqueles a partir dos quais foram realizados os ensaios (20 cm). Todavia, considerando-se os resultados obtidos e analisados segundo as duas normas, entende-se que a norma antiga apresentou melhores resultados do que a atualmente vigente.

Tabela 4. 10 - Média dos valores absolutos de erros entre o  $E_{ci}$  experimental e estimado, para todos os comprimentos de CP

Comprimento do CP (cm)	Média Erro (%)	
	NBR 6118 - 2008	NBR 6118 - 2014
2,5	15,83%	36,27%
5	12,91%	18,72%
10	10,03%	11,01%
20	12,02%	26,10%

#### 4.2.6 Curva característica

A partir da metodologia citada no item 3.2.2.6, obteve-se a curva característica de retenção de água do concreto. A mesma é apresentada na Figura 4.35, sendo que os pontos correspondentes às duas idades analisadas (41 e 75 dias) estão plotados no mesmo gráfico.

Recorda-se que os CP's de 41 dias são provenientes da 1ª leva e os de 75 dias, da 2ª. Nota-se que, quando não se leva nenhum outro fator em consideração além do valor da sucção em si (kPa), os pontos para o concreto mais curado indicam um valor de sucção para entrada de ar (4500 kPa) maior do que para o concreto menos curado (100 kPa). Possivelmente, tal fato se deve à diminuição do tamanho dos poros com o aumento do tempo de cura: quanto maior a

idade do concreto, menor o tamanho dos poros maiores e, conseqüentemente, mais sucção deverá ser aplicada ao concreto para este sair da condição saturada. Aqui, assim como observado na determinação das curvas características dos solos, a coincidência entre os resultados de sucção total e mátrica apontam para a ineficiência do sistema separador do papel filtro usado na determinação da sucção total.

Nota-se um certo grau de dispersão e, principalmente, a ausência de pontos para graus de saturação entre 60% e 4%, sendo recomendável a realização de mais ensaios abordando, inclusive, mais tempos de cura e, se possível, separando a medição da micro e da macroporosidade do concreto, a fim de confirmar a justificativa embasada na evolução dos macroporos. A dispersão referida pode ser mais bem observada quando se plota as ordenadas em escala aritmética e as abcissas compreendendo somente o trecho de maior saturação (de 60% a 100%), como mostrado na Figura 4.36.

Já quanto aos pontos de menor saturação, observa-se que estes são praticamente coincidentes para as duas idades, ou seja, os parâmetros para a parte residual da curva característica do concreto não mudam significativamente entre as idades estudadas. Logo, tal fato poderia indicar que já ocorreu uma estabilização na evolução dos poros de menor tamanho do concreto a partir dos 41 dias. Novamente, exalta-se a necessidade de realização de mais ensaios para confirmar tais hipóteses e, se possível, abrangendo ensaios de porosimetria.

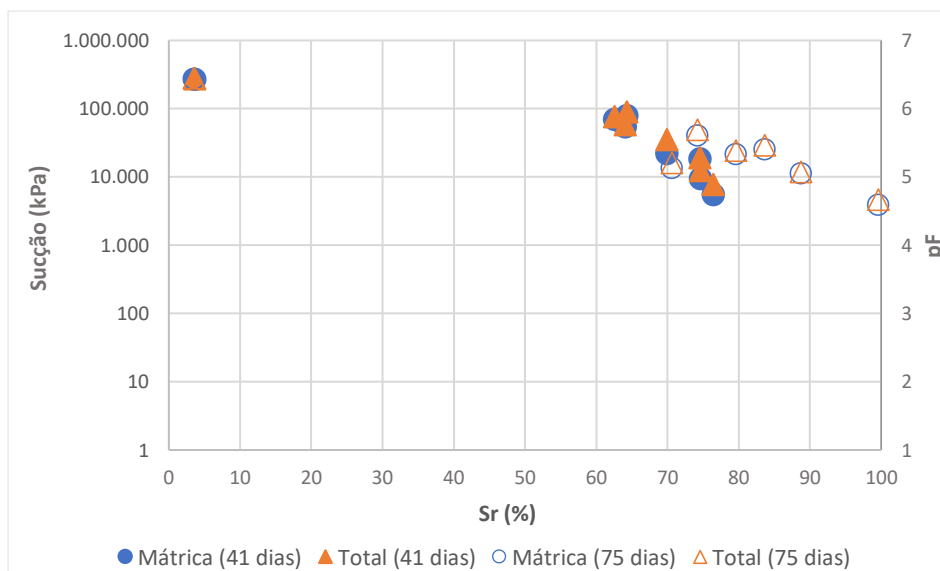


Figura 4. 35 - Curva característica de retenção de água do concreto

A partir da Figura 4.35 determina-se, graficamente, o valor de sucção correspondente à entrada de ar e estima-se os parâmetros relativos ao trecho residual da curva característica do

concreto, da mesma maneira elucidada no item 4.1.3. Estes resultados são apresentados na Tabela 4.11.

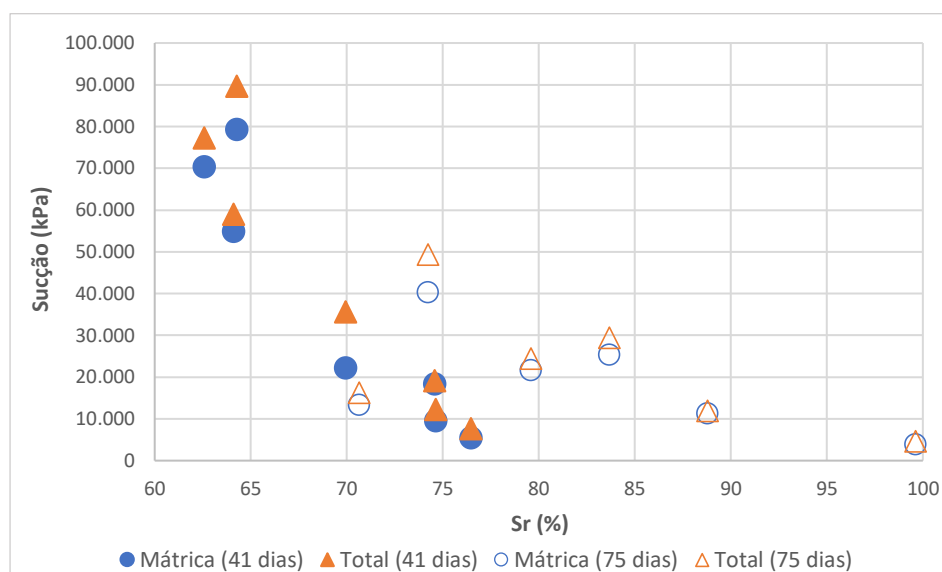


Figura 4. 36 - Detalhamento dos pontos de maior saturação da curva característica do concreto em escala aritmética

Tabela 4. 11 - Parâmetros da curva característica do concreto

	Tempo de cura (dias)	Entrada de ar		Residual	
		Sucção (kPa)	Sr (%)	Sucção (kPa)	Sr (%)
<b>Concreto</b>	41	100	100	300000	3
	75	4500	100		

Utilizando a transformação da sucção em pF pelo índice de vazios, conforme proposto por Camapum & Lerouiel (2004), obtém-se o gráfico apresentado na Figura 4.37. Percebe-se que, diferentemente do que acontece para o solo, a consideração do índice de vazios separa as duas tendências, apontando para distribuições de poros distintas. Os pontos relativos aos CP's de 41 dias (1ª leva) apresentam-se em um patamar inferior aos de 75 dias (2ª leva), sendo que a tendência é praticamente paralela entre as duas idades.

Atribui-se este comportamento à procedência do concreto (levas distintas), o que proporcionou um valor absoluto de índice de vazios diferente entre os CP's e provável distinção, também, na distribuição de poros. Soma-se à justificativa anterior o fato que o concreto é, efetivamente, um material diferente em duas idades de cura distintas (mudança na mineralogia, por exemplo), enquanto o solo, quando analisado sob a ótica da transformação de  $e.pF$ , somente varia seu índice de vazios.

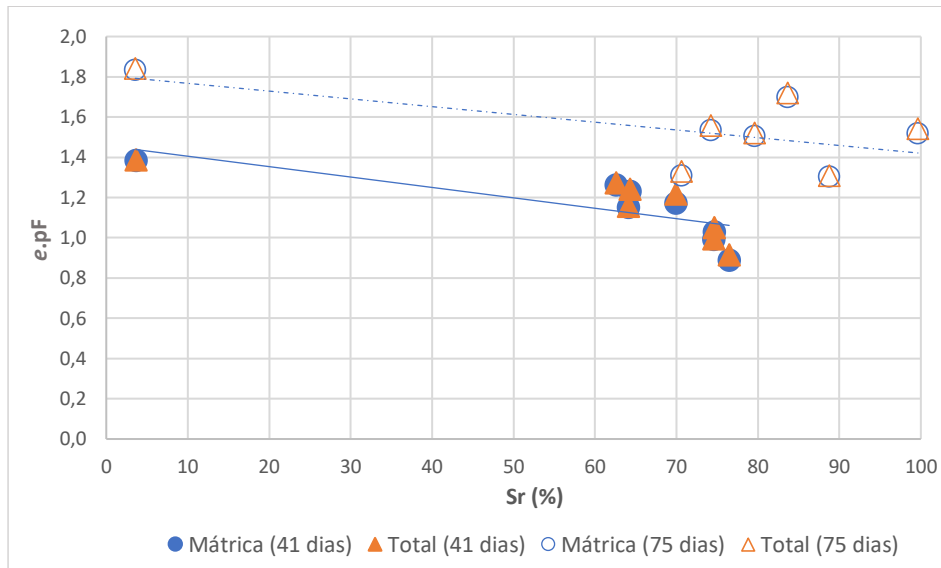


Figura 4. 37 - Curva característica do concreto ( $e.pF \times Sr$ )

Ressalta-se que a diferença no índice da vazios das duas levas não invalida a justificativa para a diferença nas curvas características entre as duas idades analisadas, baseada na evolução dos macroporos. Isto visto que o índice de vazios obtido experimentalmente refere-se à totalidade dos vazios, não distinguindo entre micro, meso e macroporos.

### 4.3 CONJUNTO SOLO-CONCRETO

Neste item serão apresentados os resultados relativos ao conjunto solo-concreto. Divide-se a apresentação em resultados de sucção, umidade, análise visual qualitativa, cisalhamento direto, microscopia eletrônica de varredura (MEV), pH e PCZ estimado, condutividade e análise granulométrica.

#### 4.3.1 Sucção

Acompanhando-se a evolução da sucção tanto para o solo quanto para o concreto nas interfaces estudadas, obtém-se as Figuras 4.38 e 4.39, relativas aos conjuntos de solo laterítico e saprolítico, respectivamente. Os valores de sucção referem-se às sucções mátricas – único tipo medido nos conjuntos – e estão apresentados em pF e em kPa. Considera-se a sucção mátrica inicial do concreto como nula quando da moldagem dos conjuntos (0 dias), uma vez que o mesmo se encontra em estado fresco (saturado).

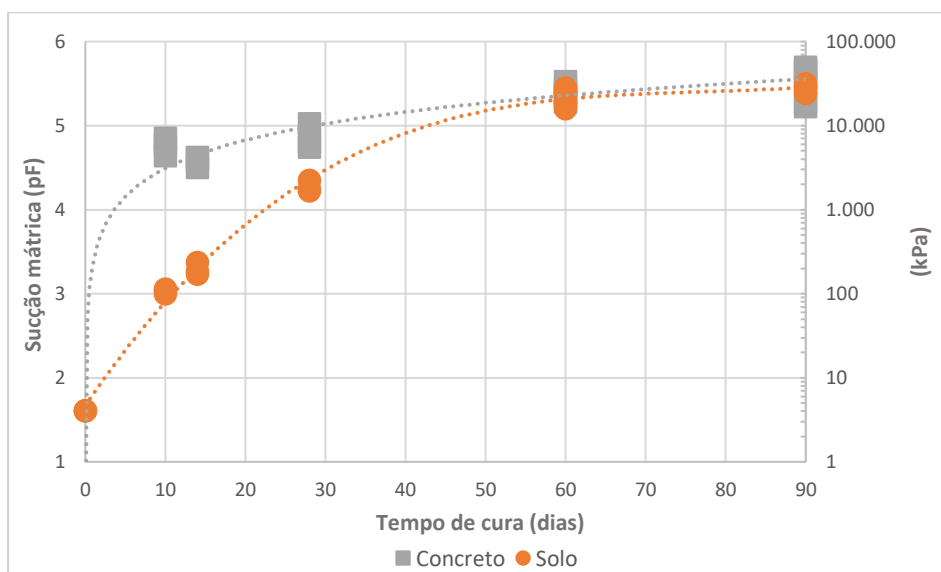


Figura 4. 38 - Evolução das sucções no solo e no concreto do conjunto de solo laterítico, conforme o tempo de interação

Verifica-se que, para todos os conjuntos, o concreto exibe o mesmo comportamento quanto à sucção. Inicialmente nula, a sucção do mesmo aumenta drasticamente já nos primeiros 10 dias de interação, sendo que mantém uma tendência de alta constante até os 90 dias.

No solo laterítico, material estudado com menor sucção inicial, percebe-se um aumento importante até os 60 dias, sendo que a partir desta idade de interação tal acréscimo é menos intenso. Também a partir dos 60 dias, verifica-se estabilização da sucção no mesmo valor da sucção do concreto, ou seja, tem-se o equilíbrio entre a sucção do solo e do concreto na interface. Estendendo esse comportamento para o de uma estaca a ser submetida à prova de carga, deduz-se que a interação solo-estrutura nesse material deve passar por alterações até aproximadamente 60 dias de cura. É evidente que este tempo deve ser contextualizado na situação de campo, onde fatores como o clima e a geomorfologia do local vão interferir não só no tempo como na própria condição de equilíbrio.

Já no solo saprolítico, observa-se uma variação constante e gradual da sucção mátrica, sendo que aos 90 dias ainda não é possível observar o equilíbrio desta propriedade entre solo e concreto. No entanto, é possível estimar que a contribuição da sucção para a interação solo-estrutura vai variar com o tempo de cura.

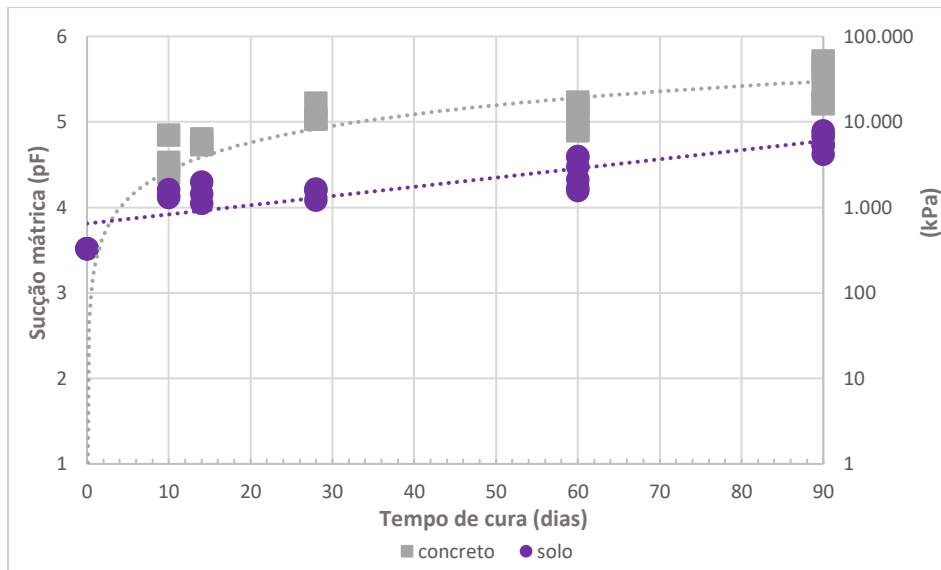


Figura 4. 39 - Evolução das sucções no solo e no concreto do conjunto de solo saprolítico, conforme o tempo de interação

Os comportamentos observados são atribuídos às condições iniciais de sucção nos solos e suas respectivas curvas características. No solo laterítico, cuja sucção inicial é baixa, o solo não tende a captar água do concreto fresco. Porém, com o passar do tempo de cura e o aumento da sucção no concreto, a água armazenada nos macros e mesoporos do solo começa a migrar para o concreto, podendo ser utilizada nas reações de hidratação do mesmo. Entre o trecho de saturação residual dos macroporos e a entrada de ar nos microporos, a sucção mátrica aumenta consideravelmente até o patamar situado entre pF igual a 5 e pF igual a 6, atingindo, assim, a zona de microporosidade. O solo saprolítico, por sua vez, tem sucção inicial consideravelmente alta, o que faz com que o solo capte água do concreto no estado fresco. Este fenômeno foi observado experimentalmente e é exposto no item 4.3.3. Subsequentemente, com o aumento da sucção no concreto conforme o tempo de cura, o solo saprolítico disponibiliza umidade ao concreto, porém a variação da sucção do solo não é tão alta quanto ocorre no solo laterítico, por conta da forma monomodal da curva característica que garante a mudança gradual na sucção. Na Figura 4.40, ilustra-se a justificativa supracitada.

Nesta figura, as setas à direita, indicando um valor de sucção para a condição mais saturada, apontam o início do ensaio, ou seja, a sucção dos solos imediatamente antes da interação com o concreto (0 dias). As setas à esquerda, indicando valores de sucção para a parte menos saturada da curva, apontam os níveis de sucção medidos ao final do ensaio (90 dias). Percebe-se, assim, que o solo laterítico tem uma variação de sucção maior até os 60 dias de ensaio, pois a variação de saturação durante este período engloba sucções comandadas pela

macroporosidade (baixos valores, início do ensaio) e microporosidade (altos valores, final do ensaio).

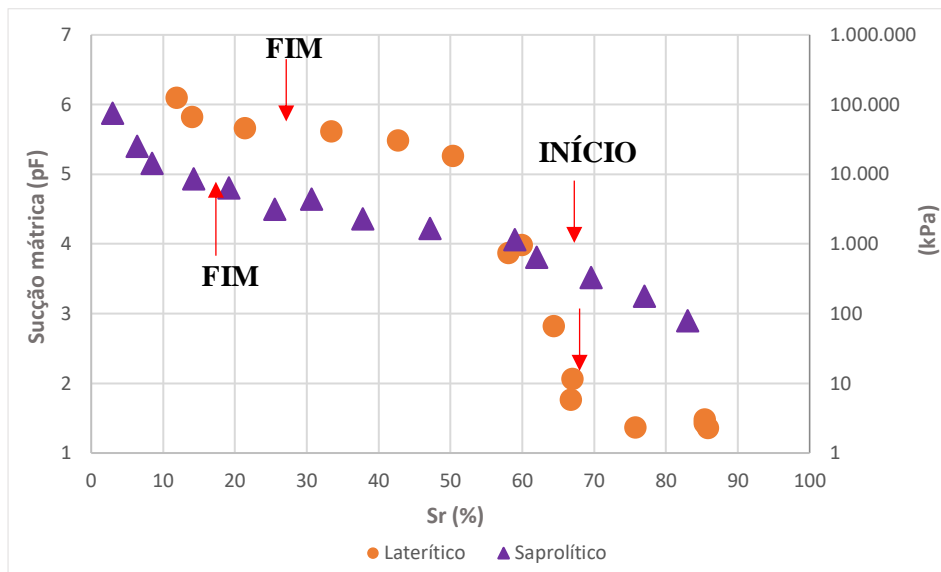


Figura 4. 40 - Níveis de sucção atingidos pelos solos dos conjuntos, indicados nas curvas características de cada solo

Ressalta-se que as setas na Figura 4.40 foram posicionadas levando em conta somente os níveis de sucção obtidos experimentalmente, no início e ao final do ensaio. No próximo item (item 4.3.2), indica-se nas curvas características valores de sucção com base em resultados de umidade dos corpos de prova para diferentes tempos de interação.

A Figura 4.41 mostra os resultados de sucção mátrica obtidos para os concretos, tanto dos conjuntos lateríticos quanto dos saprolíticos, em função do tempo de cura e do grau de saturação.

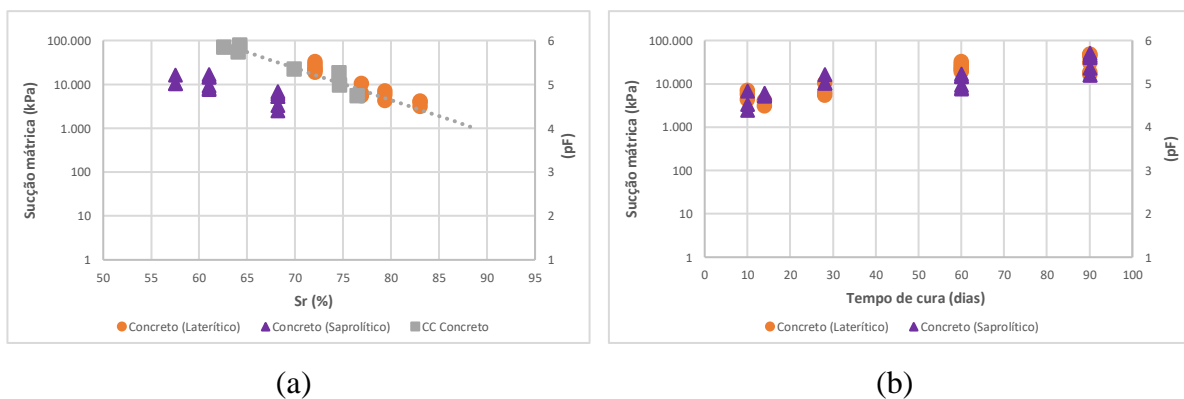


Figura 4. 41 – Sucção mátrica nos concretos dos conjuntos. (a) Curva característica em função de Sr; (b) Sucção em função do tempo de cura.



Nota-se que o grau de saturação do concreto dos conjuntos saprolíticos é menor do que o determinado para os conjuntos lateríticos (Figura 4.41a), porém isso não reflete diretamente em diferenças na sucção mátrica atuante. Tal fato pode ser visto na Figura 4.41b, onde as sucções mátricas dos concretos dos dois conjuntos aumentam conforme o tempo de cura, mas se mantêm próximas entre si. Outra observação importante é o bom ajuste dos valores de sucção do concreto nos conjuntos lateríticos com a curva característica (“CC Concreto”) obtida com os CP’s concebidos para os ensaios de resistência à tração (item 3.2.2.6), visto na Figura 4.41a. A condição de cura deste concreto é a mais semelhante àquela adotada para os CP’s da resistência à tração – cura úmida – uma vez que não foi verificada a captação de água do concreto pelo solo. Já no concreto dos conjuntos saprolíticos, a captação citada ocorre (item 4.3.3) e provavelmente altera a dimensão e a distribuição dos poros, uma vez que os pontos de sucção obtidos estão afastados da curva característica. Cabe lembrar que nas Figuras 4.41a e 4.42a não se tem pontos referentes aos conjuntos de 90 dias, pois estes foram necessários em outros ensaios e não se determinou o teor de umidade.

A Figura 4.42, por sua vez, traz os resultados das sucções mátricas atuantes nos solos dos dois tipos de conjuntos, em função do grau de saturação e do tempo de cura. Observa-se o comportamento já explicitado na Figura 4.40 a partir das curvas características do solo: a sucção mátrica do solo laterítico é inicialmente menor, mas aumenta rapidamente, igualando a sucção do solo saprolítico aos 28 dias e a ultrapassando aos 60 dias. Isso se deve, como mencionado anteriormente, ao caráter bimodal da curva característica do solo laterítico, o que proporciona grande aumento na sucção mátrica quando se passa da área de influência dos macroporos para os microporos.

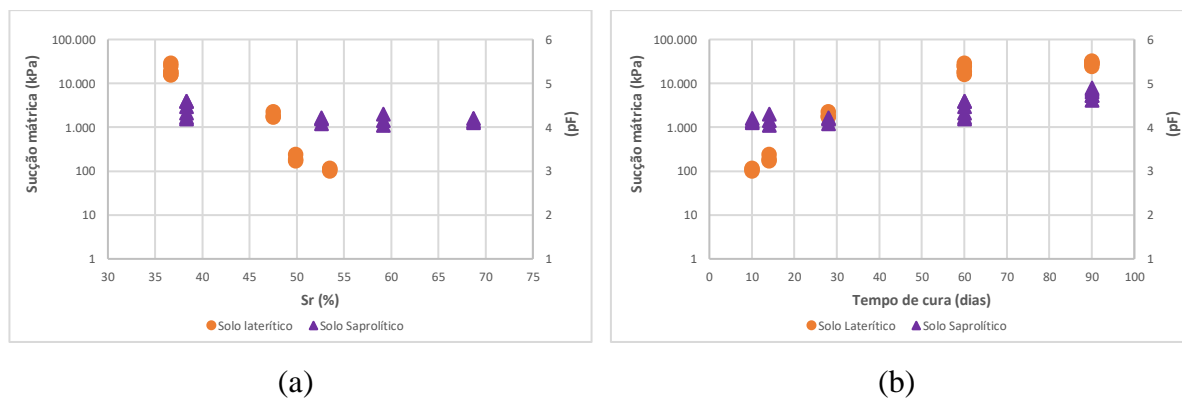


Figura 4. 42 - Sucção mátrica nos solos dos conjuntos. (a) Sucção em função de Sr; (b) Sucção em função do tempo de cura

Embora os resultados apresentados neste item indiquem variações significativas de sucção no concreto e no solo ao longo do tempo, cabe lembrar que em campo tais variações poderão ser mais ou menos severas em função das condições locais, pois existe continuidade na matriz solo. Com essa observação, fica clara a necessidade de se realizar ensaios buscando simular de modo mais completo possível as condições de campo, como por exemplo, submetendo os corpos de prova a condição de cura *in situ*.

### 4.3.2 Umidade

Para atestar os valores de sucção apresentados pelos conjuntos, também se verificou a umidade do solo e do concreto nos mesmos. Para o concreto, a verificação se deu de maneira única, ou seja, considerando todo o perfil de concreto do conjunto. Já para o solo, mediu-se valores de umidade próximos (interface) e afastados do concreto (topo). As Tabelas 4.12 e 4.13 trazem um resumo dos resultados – em termos de grau de saturação – para os solos laterítico e saprolítico, respectivamente. Destaca-se que tal aferição não foi feita para os conjuntos de 90 dias uma vez que estes foram utilizados em outros ensaios que demandaram quantidades significativas de solo.

Nota-se que, para os dois tipos de solo, a variação no grau de saturação foi parecida. Ambos os solos começam o período de cura com  $S_r$  de aproximadamente 70%, e terminam com  $S_r$  na faixa de 35% ~ 38%. Porém, percebe-se que tal variação se dá mais rapidamente para o solo laterítico. Explica-se esta constatação, novamente, por meio das curvas características dos solos e suas condições iniciais de saturação. No solo laterítico, que apresenta baixa sucção inicial, a água tende a migrar, desde os primeiros dias de ensaio, para o concreto. Já no solo saprolítico, a água migra, inicialmente, do concreto para o solo que apresenta sucção matricial inicial elevada. Após o desenvolvimento da sucção mais alta no concreto, este passa a captar água do solo, iniciando o processo de dessaturação deste último.

Outro indicativo do fenômeno hipotetizado no parágrafo anterior é o grau de saturação do concreto. Nos conjuntos de solo laterítico, o  $S_r$  varia de 83% para 72%, ao passar do tempo de cura de 10 dias para o de 60 dias. Nos mesmos intervalos de tempo de interação, o  $S_r$  do concreto dos conjuntos de solo saprolítico passa de 68% para 61%. Ou seja, o menor  $S_r$  obtido nos concretos dos conjuntos de solo saprolítico podem ser um indicativo de que, efetivamente, a água do concreto foi captada inicialmente pelo solo.

A Figura 4.43 apresenta os dados de umidade das Tabelas 4.12 e 4.13 em forma gráfica, para que se tenha uma melhor visualização do ocorrido em termos de umidade, tanto nos solos como no concreto.

Tabela 4. 12 - Grau de saturação do solo e do concreto dos conjuntos de solo laterítico obtidos através de medição direta da umidade, ao longo do tempo de cura

		<b>0 dias</b>	<b>10 dias</b>	<b>14 dias</b>	<b>28 dias</b>	<b>60 dias</b>
<b>SOLO - TOPO</b>	<b>Sr (%)</b>	68,17	63,33	59,83	53,57	36,68
<b>SOLO - INTERFACE</b>	<b>Sr (%)</b>	68,17	66,28	62,88	55,24	34,74
<b>CONCRETO</b>	<b>Sr (%)</b>	100,00	79,38	83,03	76,95	72,09

Tabela 4. 13 - Grau de saturação do solo e do concreto dos conjuntos de solo saprolítico obtidos através de medição direta da umidade, ao longo do tempo de cura

		<b>0 dias</b>	<b>10 dias</b>	<b>14 dias</b>	<b>28 dias</b>	<b>60 dias</b>
<b>SOLO - TOPO</b>	<b>Sr (%)</b>	70,03	58,96	53,18	42,60	38,33
<b>SOLO - INTERFACE</b>	<b>Sr (%)</b>	70,03	59,13	58,08	46,93	38,33
<b>CONCRETO</b>	<b>Sr (%)</b>	100,00	68,18	68,18	57,51	61,02

Os dados contidos nas Tabelas 4.12 e 4.13 possibilitam situar os níveis de sucção atuantes nos solos dos conjuntos a partir de valores de Sr, de 0 a 60 dias. As Figuras 4.44 e 4.45 o fazem, respectivamente, para o solo laterítico e saprolítico.

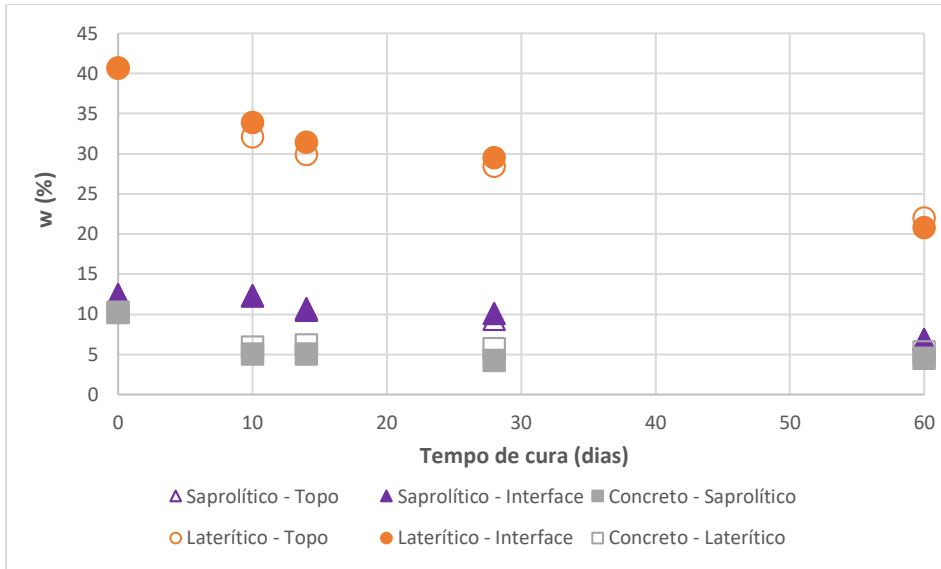


Figura 4. 43 - Teor de umidade nos solos e concretos dos conjuntos ao longo do tempo

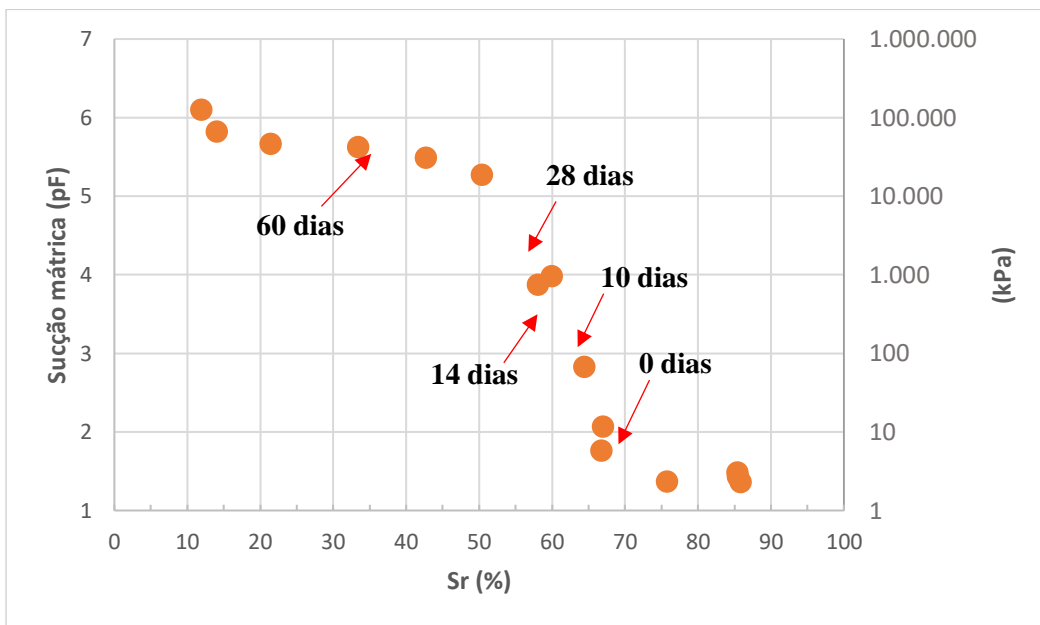


Figura 4. 44 - Sucções atuantes nos conjuntos lateríticos, em cada idade, indicadas na curva característica do solo laterítico

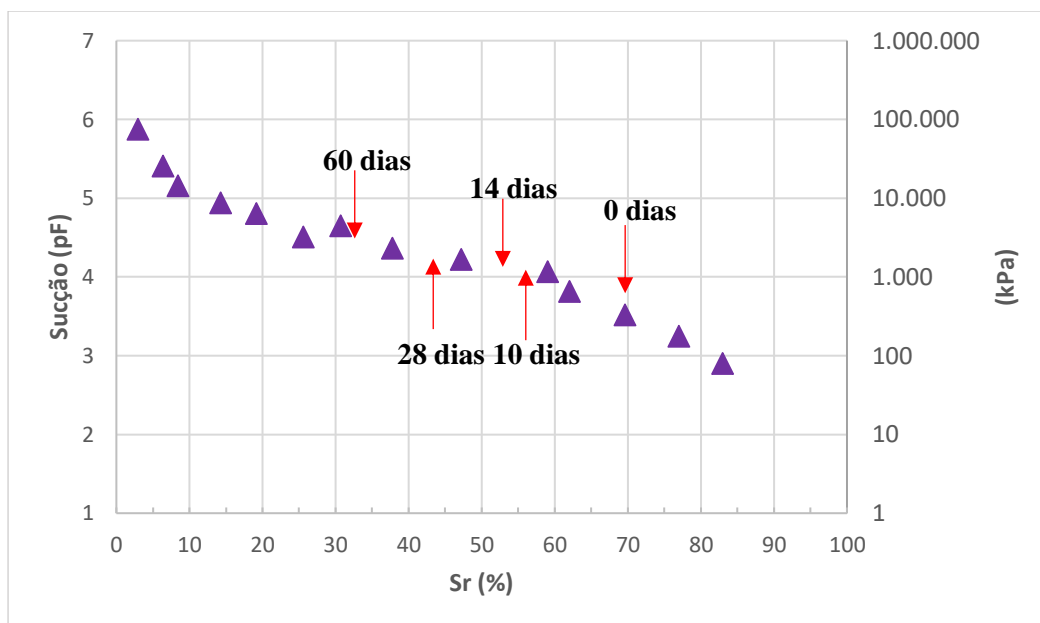


Figura 4. 45 - Sucções atuantes nos conjuntos saprolíticos, em cada idade, indicadas na curva característica do solo saprolítico

Observa-se, como mencionado anteriormente, a variação mais brusca na sucção do solo laterítico devido à bimodalidade da curva característica deste solo, com baixos valores de sucção na zona de macroporosidade. Outro aspecto relevante é que no caso do solo laterítico, ao atingir a zona de microporosidade após os 28 dias de cura, a tendência é a de interrupção do fluxo devido ao isolamento da sucção no interior dos microagregados. Destaca-se ainda que os gráficos são condizentes com aqueles apresentados nas Figuras 4.38 e 4.39, ou seja, os valores de sucção medidos a partir da técnica de papel filtro são concordantes com aqueles obtidos através medição do grau de saturação e, posteriormente, análise da curva característica.

### 4.3.3 Análise visual qualitativa

Ao longo da execução dos ensaios, observou-se que o aspecto visual do concreto, logo após ser depositado sobre os solos, indicava um comportamento distinto na distribuição de água no concreto fresco, a depender do tipo de solo do conjunto. A fim de padronizar tal observação, fez-se o indicado no item 3.2.3.4. A Figura 4.46 traz o resultado deste procedimento.

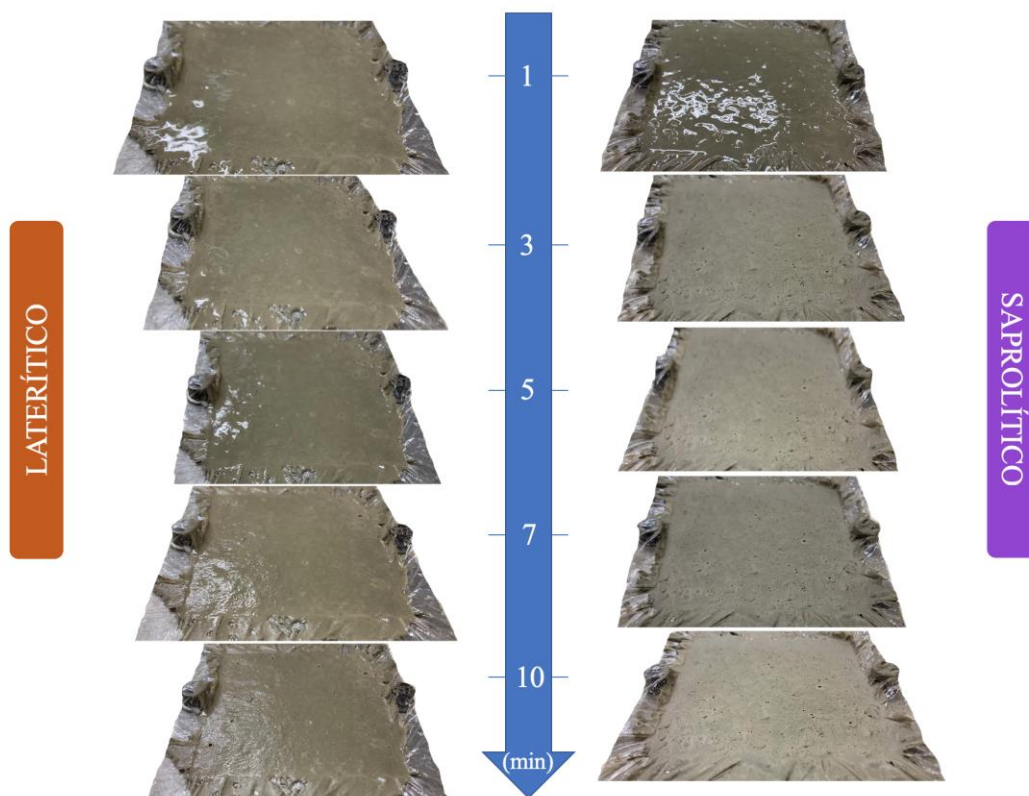


Figura 4. 46 - Análise comparativa do concreto fresco em interação com os solos laterítico e saprolítico

Ao fim do primeiro minuto de interação, o concreto fresco se apresenta de maneira parecida para o solo laterítico e saprolítico. No entanto, a partir dos 3 minutos de interação, percebe-se que o concreto fresco no solo laterítico se mantém mais úmido do que no solo saprolítico. A diferença se mantém até o período máximo analisado, de 10 minutos, e é considerada mais um indicativo de que a água do concreto fresco migra para o solo saprolítico devido à alta sucção atuante neste solo. Esta migração pode ocorrer para o solo laterítico também, uma vez que a sucção do concreto fresco tende a zero e a do solo, mesmo pequena, existe. Porém, a intensidade da migração é menor.

A Figura 4.47 mostra um detalhe dos conjuntos quando ao final da análise (10 minutos). Nota-se que, além de influenciar na distribuição de umidade no conjunto, a migração rápida de água do concreto fresco para o solo saprolítico pode, também, influenciar em propriedades hidromecânicas do concreto. Isso porque a migração de umidade, visualmente, deixa o concreto sobre o solo saprolítico mais poroso.

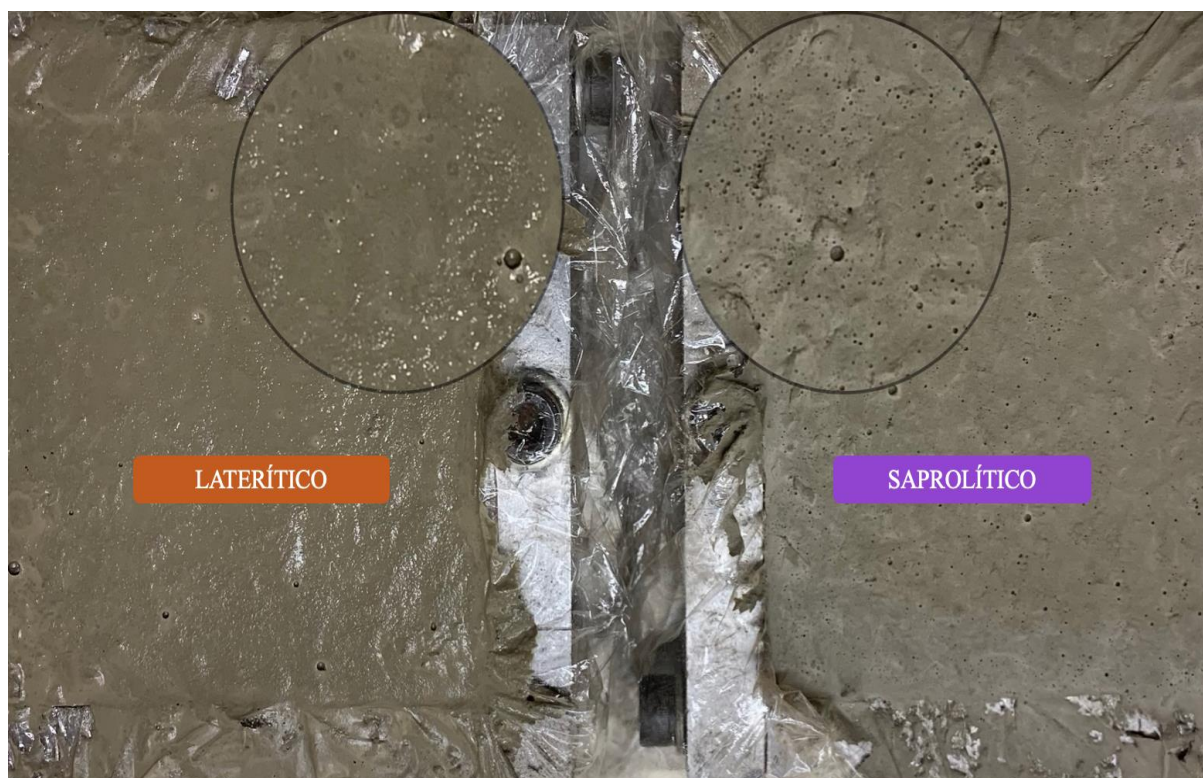


Figura 4. 47 - Detalhe da diferença entre o aspecto visual do concreto fresco sobre os solos laterítico e saprolítico

#### 4.3.4 Cisalhamento direto

A apresentação dos resultados obtidos para os parâmetros mecânicos da interface solo-concreto está dividida em duas partes. A primeira mostra as curvas de ensaio e as envoltórias de ruptura obtidas, separadas por tempos de interação entre o solo e o concreto. A segunda, por sua vez, expõe a influência da sucção e do índice de vazios na resistência ao cisalhamento.

Ressalta-se que, como mostrado nos próximos itens, o atrito lateral solo-estaca varia juntamente com a variação de propriedades do material solo (sucção, por exemplo) e, também, com a mudança deste material ao longo da profundidade. Portanto, os resultados apresentados a seguir são representativos da interação solo-estrutura de fundação para a profundidade de coleta, ou seja, 1 m. Tal fato é evidenciado para prevenir o uso destes resultados genericamente para diferentes profundidades.

#### 4.3.4.1 Curvas de ensaio de cisalhamento direto e envoltórias de ruptura

Primeiramente, apresenta-se as curvas de ensaio obtidas para os conjuntos de solo laterítico. Estas compreendem a Figura 4.48, sendo que a mesma se encontra separada por tempos de interação: 10, 14, 28, 60 e 90 dias, respectivamente.

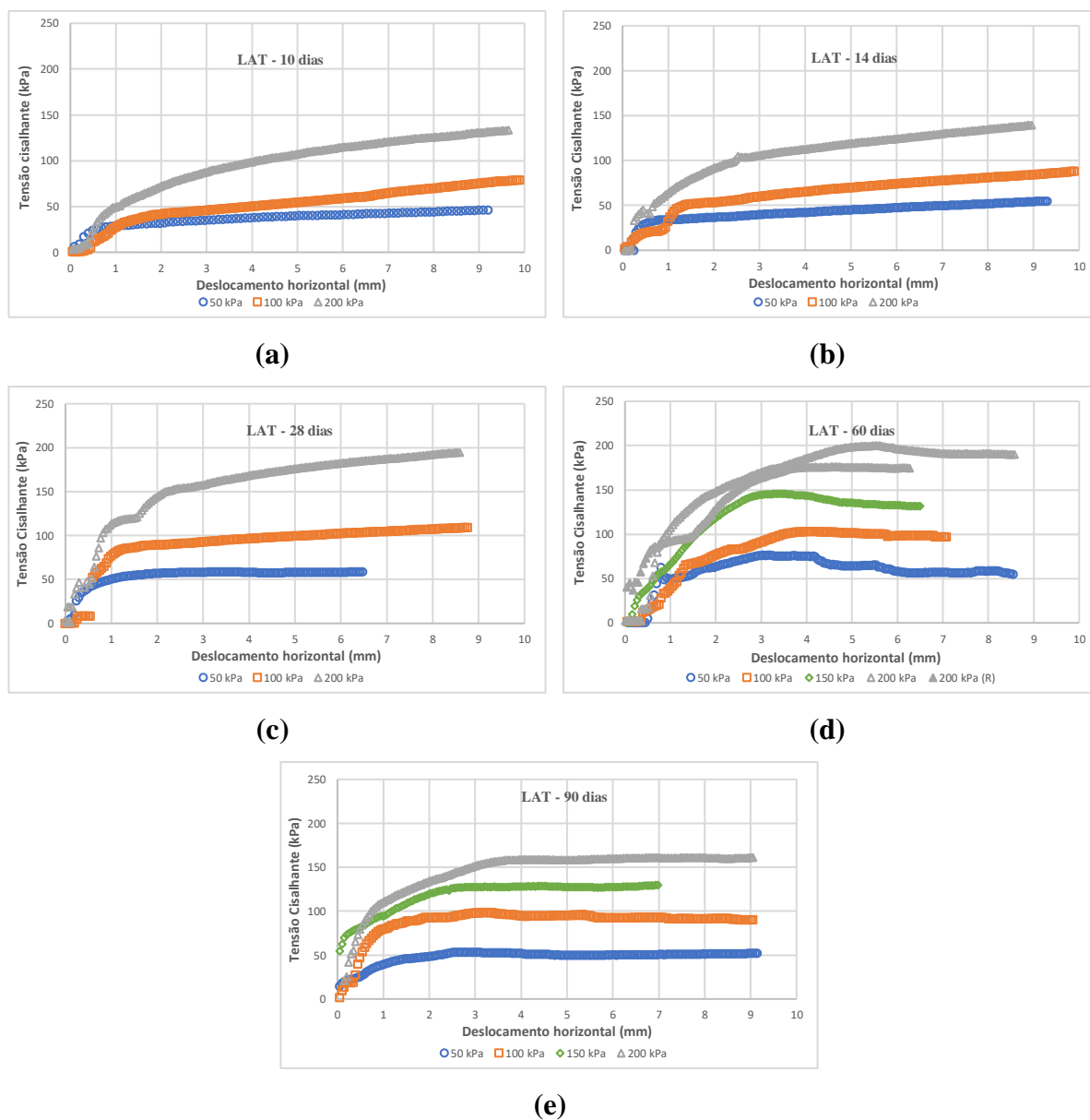


Figura 4. 48 - Curvas de tensão cisalhante *versus* deslocamento horizontal do cisalhamento direto dos conjuntos lateríticos ao longo do tempo. (a) 10 dias; (b) 14 dias; (c) 28 dias; (d) 60 dias; (e) 90 dias

A partir destas curvas, considerando os critérios de ruptura expostos no item 3.2.1.6, define-se as envoltórias de ruptura apresentadas na Figura 4.49. A envoltória do “solo puro” é a mesma apresentada na Figura 4.14.



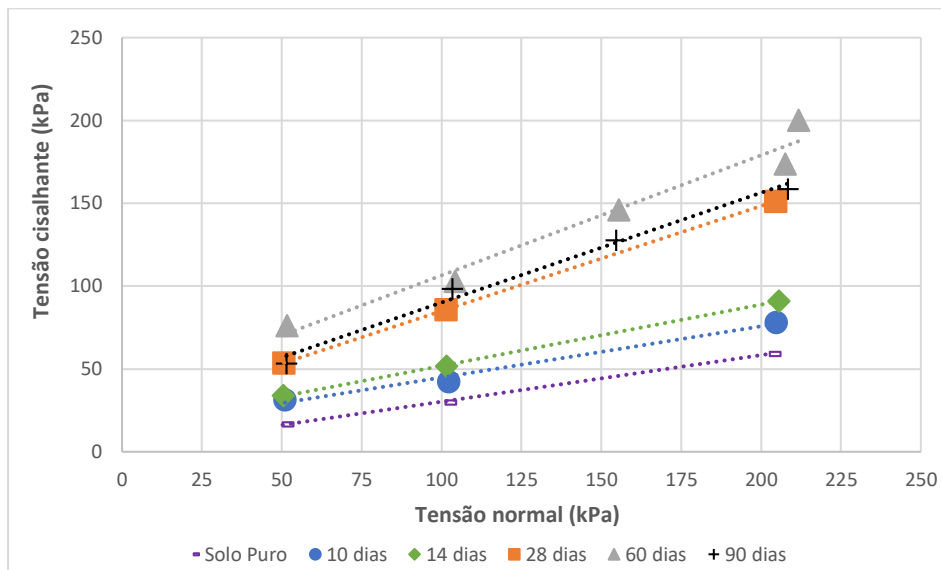


Figura 4. 49 - Envoltórias de ruptura do conjunto de solo laterítico

Através das envoltórias, definiu-se os parâmetros de resistência ao cisalhamento dos conjuntos com solo laterítico. Estes são valores de adesão – coesão no caso do solo puro – e ângulo de atrito, estão apresentados na Figura 4.50, assim como a média das sucções mátricas atuantes no solo e no concreto dos conjuntos.

Primeiramente, nota-se que o valor da coesão do solo puro e da adesão aos 10 dias são muito discrepantes entre si (2,1 kPa e 13,9 kPa, respectivamente), enquanto o ângulo de atrito aumenta, porém de maneira menos intensa: de 16° no solo puro para 17° na interface com interação e cura de 10 dias. Por conta da pequena magnitude de variação do ângulo de atrito, considerou-se que esta propriedade não variou significativamente entre o solo puro e as interfaces de menor tempo de interação. Analisando a variação da adesão, além do efeito do aumento da sucção atuante nos solos ao longo do tempo de interação, atribui-se tal acréscimo aos efeitos que os agentes cimentícios do concreto têm sobre a resistência ao cisalhamento da interface.

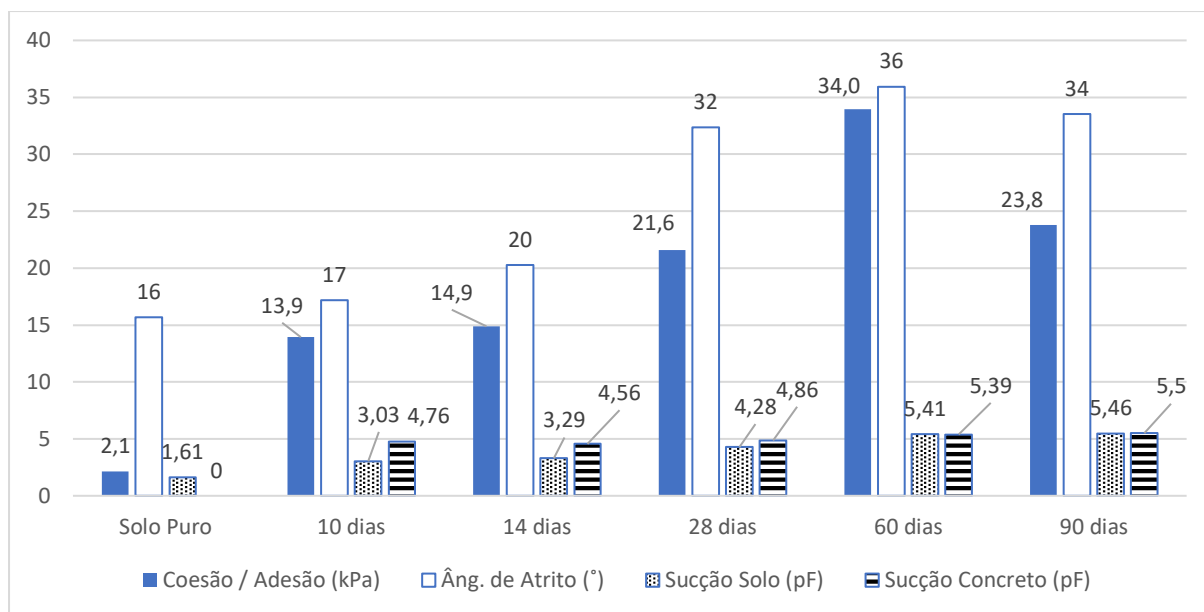


Figura 4. 50 - Parâmetros de resistência ao cisalhamento e sucções do conjunto de solo laterítico, para todos os tempos de interação estudados

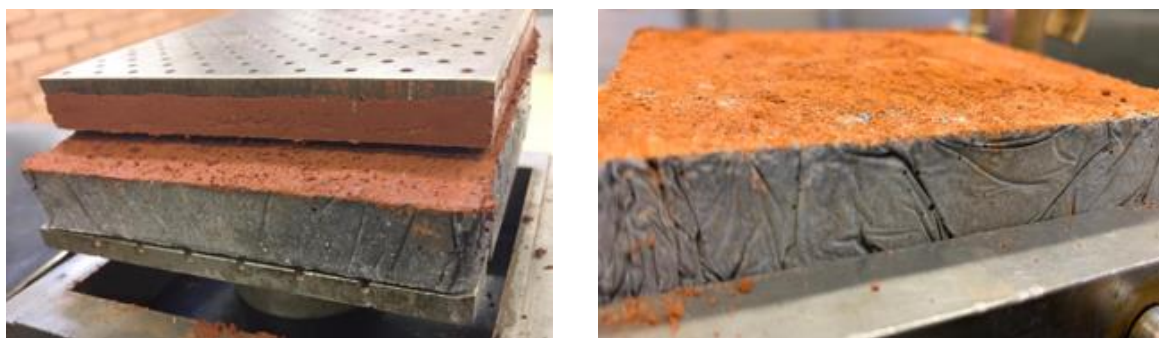
Com o passar do tempo de interação, nota-se que tanto a adesão quanto o ângulo de atrito aumentam, até os 60 dias. Os acréscimos são maiores quanto maior for a variação na sucção atuante nos solos dos conjuntos. Isso indica que é a sucção nos solos que controla a resistência ao cisalhamento da interface dos conjuntos lateríticos, pelo menos até a sucção no concreto se equilibrar com a mesma.

No caso da adesão, justifica-se o acréscimo nos resultados por meio de uma analogia com o efeito da não saturação na resistência ao cisalhamento dos solos: conforme a sucção aumenta, os valores de coesão – no caso, adesão – tendem a ser maiores (Fredlund *et al.*, 1978; Camapum de Carvalho *et al.*, 2015).

Já no caso do ângulo de atrito, propõe-se que o aumento é devido à mudança da superfície de cisalhamento ocorrente com a variação da sucção atuante nos solos lateríticos, fato que não é levado em conta na interpretação dos resultados dos ensaios de cisalhamento direto. Quando a sucção ultrapassa o patamar de entrada de ar nos microporos, significa que a mesma está atuando dentro dos agregados do solo laterítico e em poucos contatos externos. Com isso, o cisalhamento destes agregados é dificultado pela grande sucção que neles atua, enquanto a sucção entre eles tende a ser menos efetiva. Assim, a superfície de cisalhamento não passa pelo interior dos agregados, e sim, os contorna. Logo, uma vez que a superfície de cisalhamento fica mais irregular, o ângulo de atrito aumenta. Esta linha de pensamento foi

proposta e discutida para solos, com base em experimentos laboratoriais com esferas de vidro, por Camapum de Carvalho & Gitirana Jr. (2005).

Apesar da sucção aos 90 dias se manter no mesmo nível do que aos 60, observou-se uma queda nos parâmetros de resistência, principalmente na adesão. Foi verificado que, aos 90 dias, ocorreu uma perda de contato entre o solo e o concreto nos conjuntos, além de fissuras consideráveis serem observadas no solo, fatos inesperados atribuídos, inicialmente, às contrações diferenciais entre os dois materiais. Na Figura 4.51 mostra-se como os conjuntos se apresentavam após o cisalhamento até os 60 dias de interação e na Figura 4.52 ilustra-se os problemas com os conjuntos de 90 dias supracitados.



(a)

(b)

Figura 4. 51 - (a) Conjunto de solo laterítico após o cisalhamento da interface; (b) Detalhe do concreto do conjunto após o cisalhamento (60 dias de interação)



Figura 4. 52 - Perda de contato entre solo e concreto e fissuras no solo (conjunto de 90 dias de interação)

Também se discute a possibilidade de que a separação observada entre os materiais ocorreu devido à interrupção do fluxo de difusão. Como a sucção inicial do solo era baixa, a água do concreto foi consumida nas reações de hidratação. Posteriormente, quando a sucção do solo aumenta, o concreto perde água capilar. Com o passar do tempo, o concreto não consegue manter o fluxo de difusão entre os materiais e estes se separam (Neville, 1997). Entretanto, ressalta-se que a separação citada não deve ocorrer em campo devido ao confinamento ao qual os materiais estariam expostos.

Na Figura 4.53, observa-se as curvas de deslocamento vertical relativo ( $\Delta H/H_0$ ) versus deslocamento horizontal ( $\Delta L$ ) obtidas a partir dos ensaios de cisalhamento direto para as amostras compostas por solo laterítico. Esclarece-se que o deslocamento vertical relativo é a razão entre o deslocamento vertical ( $\Delta H$ ) e a altura inicial do solo na amostra ( $H_0$ ). Portanto, para as amostras de solo puro, o denominador da razão é igual 21 mm, enquanto para os conjuntos o mesmo é igual a 11,1 mm.

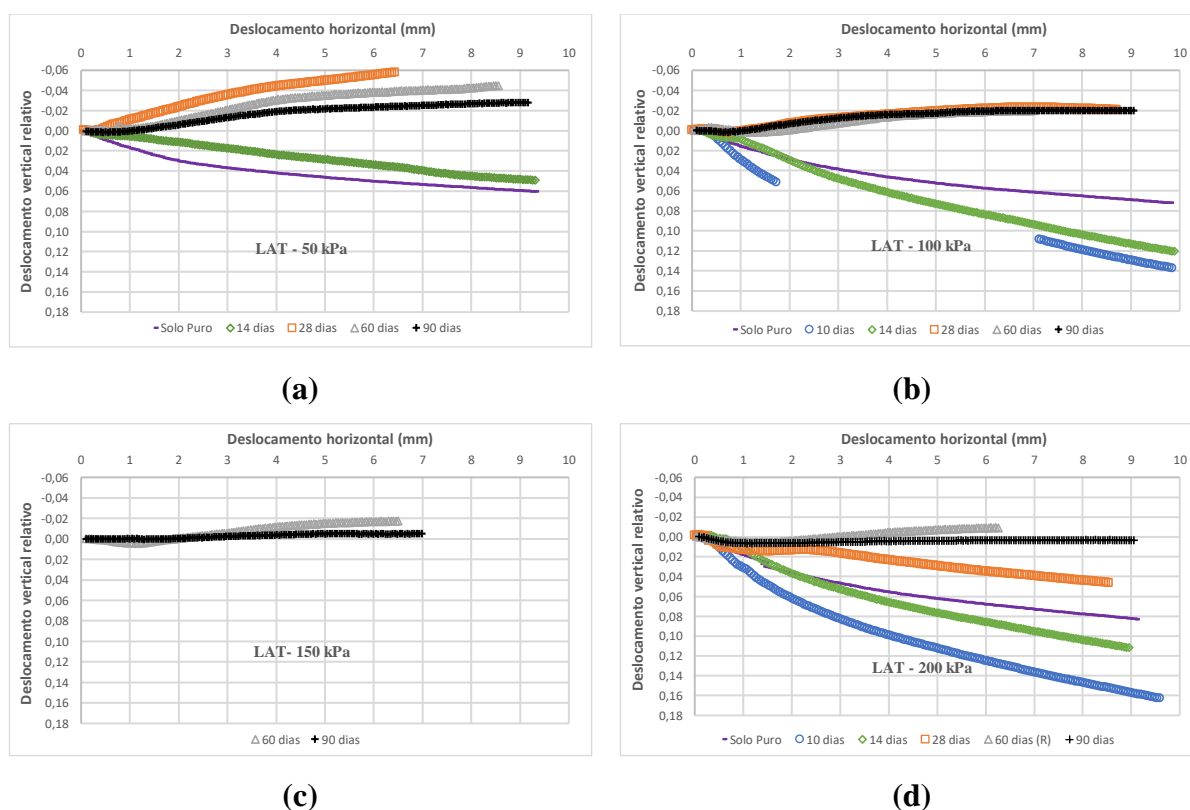


Figura 4. 53 - Curvas de deslocamento vertical relativo *versus* deslocamento horizontal no cisalhamento direto das amostras de solo laterítico, separadas por tensão normal aplicada. (a) 50 kPa; (b) 100 kPa; (c) 150 kPa; (d) 200 kPa

Primeiramente, ao se analisar os deslocamentos relativos dos solos lateríticos puros, percebe-se que, para as tensões normais aplicadas de 50, 100 e 200 kPa, o solo sem interação

com o concreto apresenta redução volumétrica durante o cisalhamento sem que ocorra grandes diferenças entre as tensões de consolidação adotadas, ou seja, a tensão confinante não interviu de modo significativo na estabilidade estrutural do solo. Quando se aplicou 200 kPa de tensão normal, seu deslocamento vertical relativo máximo de compressão na fase de cisalhamento chegou à 0,08. Para a tensão de 100 kPa, este valor máximo atingiu 0,07 e, para a tensão de 50 kPa, 0,06. Estas reduções volumétricas podem ser admitidas como resultantes do colapso estrutural do solo durante o processo de ruptura.

A análise dos deslocamentos verticais relativos em função do tempo de cura quando da incorporação do concreto requer as seguintes considerações:

- Inicialmente ( $\Delta t = 0$ ) a sucção no concreto resume-se à sucção osmótica tendo em vista que o mesmo se encontra saturado;
- Com o passar do tempo ( $\Delta t > 0$ ) parte da água presente no concreto tende a migrar para o solo até que ocorra o equilíbrio de sucção mátrica entre os dois materiais;
- O colapso estrutural do solo passa a ser função das tensões externas atuantes (tensão de consolidação e tensão cisalhante) e da pressão de sucção interna, sendo que esta, ao diminuir, favorece a ocorrência do colapso;
- A água que migra do concreto para o solo é passível de conduzir elementos e compostos químicos constituintes do concreto podendo gerar trocas catiônicas seguidas de cimentações no solo de contato e próximo ao concreto. As cimentações geralmente melhoram a estabilidade estrutural do solo e as trocas catiônicas podem melhora-la ou piorá-la a depender dos minerais presentes e das próprias trocas catiônicas ocorridas.

Levando-se em conta tais considerações, é agora possível fazer a análise dos resultados obtidos.

Quando analisados os conjuntos, percebe-se que aqueles com 10 e 14 dias de interação apresentaram a mesma tendência a contração, sendo que os conjuntos de 14 dias registraram deslocamentos verticais relativos semelhantes àqueles do solo puro. Os conjuntos de 10 dias foram aqueles nos quais se registrou maior deslocamento vertical relativo nas tensões de 100 e 200 kPa. Ressalta-se que, por conta de um erro na inicialização dos medidores de deslocamento vertical, não se obteve tais registros para os conjuntos de 10 dias para a tensão normal aplicada de 50 kPa. Portanto, é possível deduzir que, para esses tempos de cura menores, tanto as trocas catiônicas como a sucção reduzida apresentaram tendência a ampliar o potencial de colapso

durante o processo de ruptura. A resistência ao cisalhamento em si, embora dependente em grande parte da sucção, das tensões confinantes atuantes, das eventuais trocas catiônicas, das cimentações que ocorrem no solo e da própria porosidade, será afetada pela ampliação ou redução do colapso do solo. A Figura 4.54 mostra que, até os 28 dias de cura, houve um crescimento quase que linear da resistência com o tempo de cura sendo evidente que esse crescimento está ligado pelo menos a parte dos fatores apontados. Traçando-se uma linha reta passando pelos pontos iniciais (10, 14 e 28 dias) se observa que, em relação ao solo puro, a resistência seria menor se considerado um tempo de cura igual a zero. Sem que se despreze os demais fatores, como a própria redução da sucção com a diminuição do tempo de cura, é possível admitir que a ampliação da colapsividade do solo em função da interação do solo com o concreto estará contribuindo para esta perda de resistência.

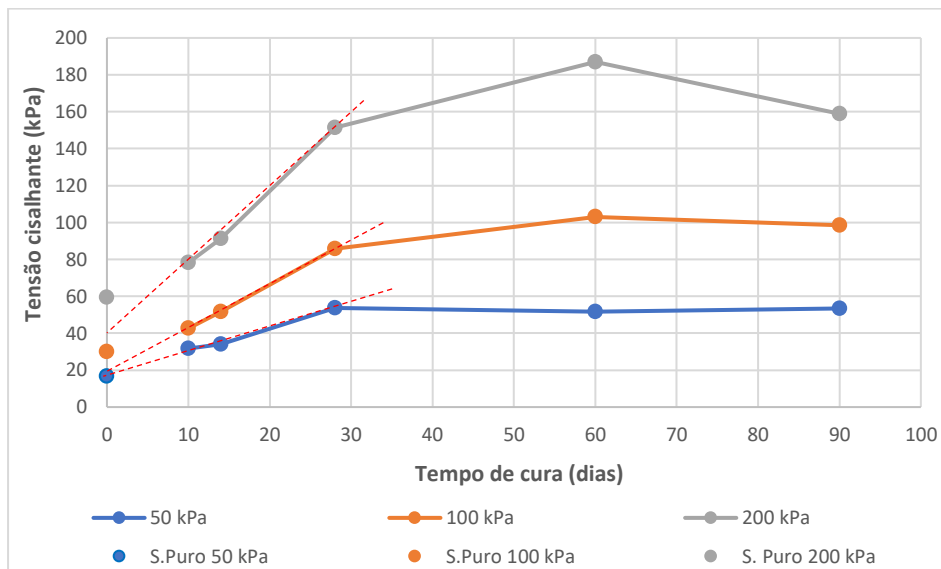


Figura 4. 54 - Tensão cisalhante na ruptura do ensaio de cisalhamento direto ao longo do tempo de cura (amostras de solo laterítico)

Voltando à análise das variações volumétricas verifica-se, na Figura 4.53, que os conjuntos de 28 dias registraram a maior expansão relativa quando se aplicou 50 kPa de tensão normal, e mantiveram esta tendência de expansão para a tensão de 100 kPa. Para a tensão de 200 kPa, foi registrada uma tendência à contração, principalmente em valores altos de deslocamento horizontal. Os conjuntos de 60 e 90 dias registraram comportamentos semelhantes, com tendência à expansão em todas as tensões normais aplicadas, e deslocamento vertical relativo máximo na tensão de 50 kPa, que se limitou à faixa dos -0,045 (60 dias) e -0,028 (90 dias). É possível se observar coerência entre estes resultados e os apresentados na

Figura 4.54, mostrando assim a importância de análises mais completas e integradas do comportamento na interação solo-concreto das estruturas de fundação.

A partir da análise da Figura 4.53, entende-se que, a partir dos 14 dias de cura, o solo laterítico atingiu maior estabilidade no plano de ruptura devido à sua interação com o concreto. Tal comportamento pode estar atrelado ao aumento da sucção na interface e às trocas catiônicas, além do surgimento de cimentações provenientes da química oriunda do concreto. Tal conclusão se deve ao fato de as curvas de deslocamento vertical relativo dos conjuntos de maior tempo de interação com o concreto apresentarem uma tendência de maior expansão quando comparadas às curvas do solo puro e dos conjuntos de 10 e 14 dias, ou seja, o solo presente na interface destes conjuntos, por sua maior estabilidade, faz com que seja necessária a expansão da amostra para se atingir a ruptura, comportamento semelhante àquele que ocorre em areias densas e argilas pré-adensadas.

Seguindo a mesma ordem na qual foram apresentados os resultados para o solo laterítico, na Figura 4.55 mostra-se as curvas dos ensaios de cisalhamento para o solo saprolítico e na Figura 4.56 se tem as envoltórias de ruptura resultantes. Finalmente, na Figura 4.57 expõe-se os parâmetros de resistência obtidos a partir das envoltórias, assim como a média das sucções mátricas atuantes no solo e no concreto dos conjuntos.

Percebe-se que a adesão aos 10 dias (27,9 kPa) já indica um aumento considerável comparada à coesão do solo puro (19,5 kPa), da mesma forma que ocorre para os conjuntos de solo laterítico. O ângulo de atrito, por sua vez, tem uma pequena diminuição, de 28° para 26°, que foi considerada como uma manutenção do ângulo de atrito do solo puro, assim como no caso dos conjuntos de solo laterítico. O acréscimo na adesão, assim como nos conjuntos de solo laterítico, foi atribuído, principalmente, ao efeito da sucção e dos compostos cimentícios na resistência ao cisalhamento da interface, ainda que a variação da sucção atuante no solo saprolítico após 10 dias de interação não é tão intensa quanto a dos conjuntos lateríticos.

Averiguando a evolução dos parâmetros de resistência ao longo do tempo de interação, percebe-se que a adesão entre solo saprolítico e concreto não apresenta uma tendência de variação tão nítida quanto a observada para o solo laterítico. A mesma se mantém em um patamar entre 25,6 kPa e 32,3 kPa, sendo que diminui a partir dos 10 dias de interação até os 28 dias, torna a aumentar para os 60 dias e, novamente, decresce aos 90 dias. Como a variação de sucção do solo saprolítico se dá na zona de dessaturação de sua curva característica monomodal, esta é menos intensa do que a observada nos solos lateríticos, que têm a variação da sucção ocorrendo entre as zonas de influência dos macros e microporos (Figura 4.44). Tal fato pode explicar a aparente ausência de tendência na variação da adesão: como o gradiente

de sucção entre os tempos de interação não é grande, não foi possível medir seu efeito na adesão com os métodos empregados.

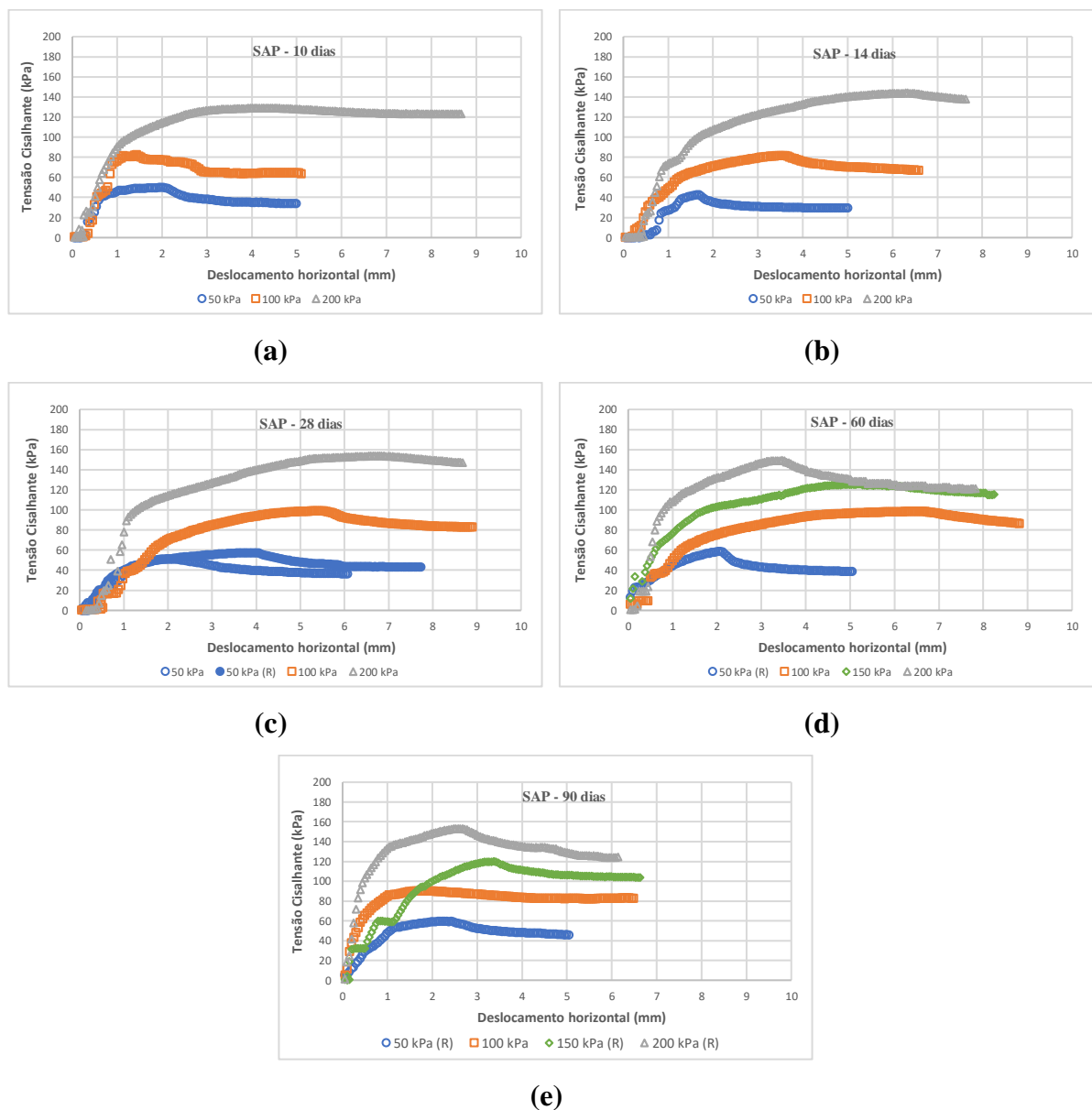


Figura 4. 55 - Curvas de tensão cisalhante versus deslocamento horizontal do cisalhamento direto dos conjuntos saprolíticos. (a) 10 dias; (b) 14 dias; (c) 28 dias; (d) 60 dias; (e) 90 dias

Os resultados para o ângulo de atrito mostram dois patamares distintos, embora próximos entre si. Até os 14 dias de interação, o parâmetro apresenta valor muito semelhante ao do solo puro (entre 24° e 28°), porém aumenta a partir dos 28 dias de interação (31°) e se mantém maior do que 30° até os 90 dias.

Na Figura 4.58 mostra-se como os conjuntos de solo saprolítico se apresentavam após o cisalhamento de 60 dias.



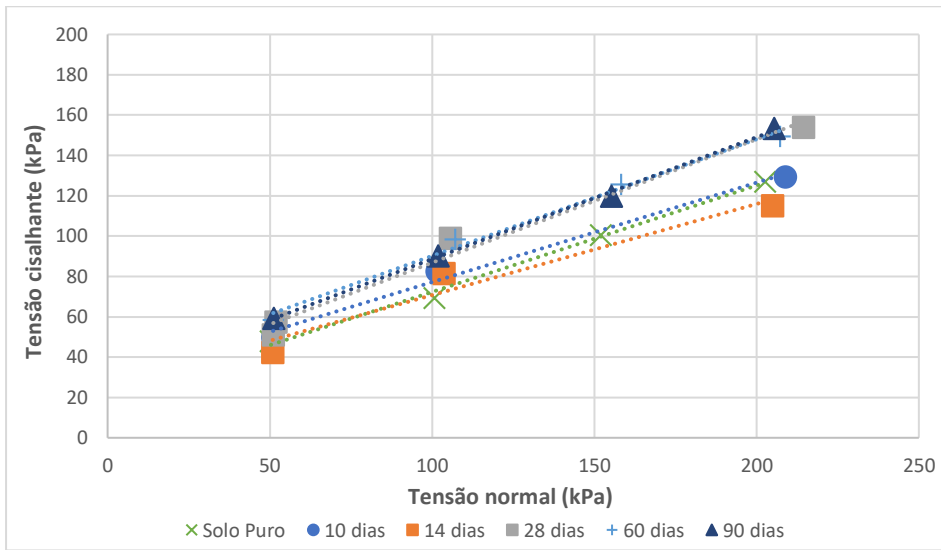


Figura 4. 56 - Envoltórias de ruptura do conjunto de solo saprolítico

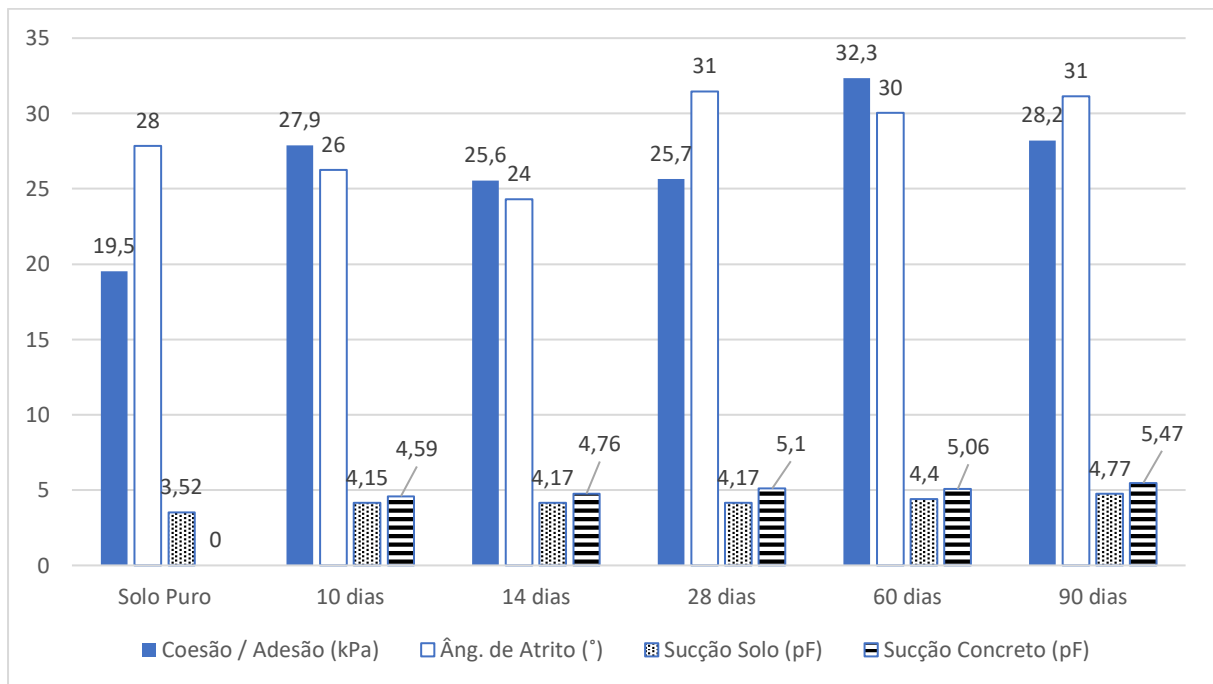


Figura 4. 57 - Parâmetros de resistência ao cisalhamento e sucções do conjunto de solo saprolítico, para todos os tempos de interação estudados

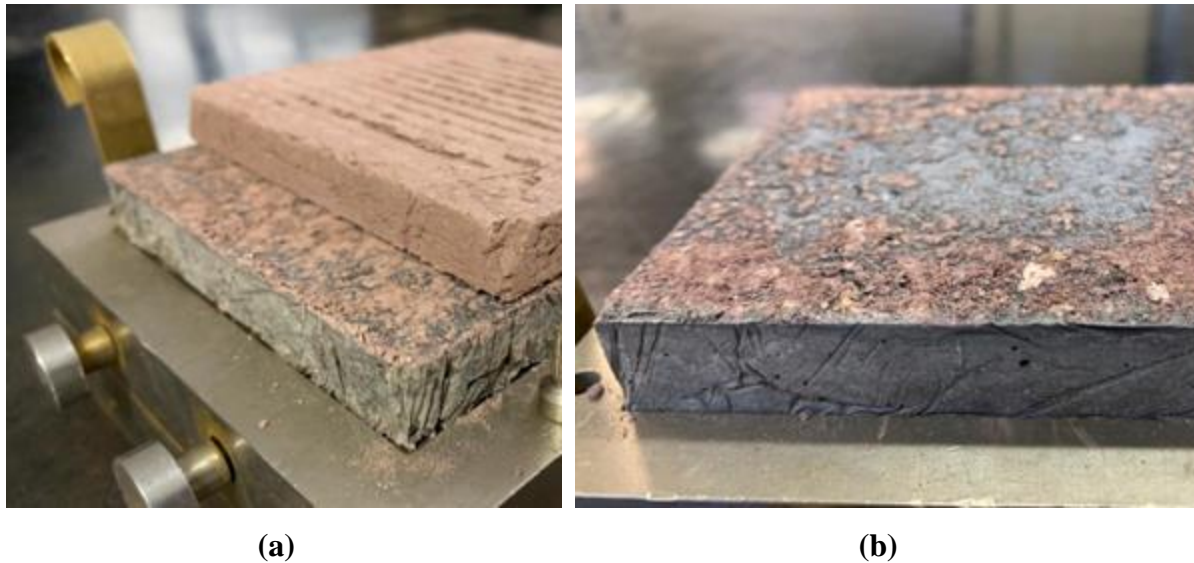
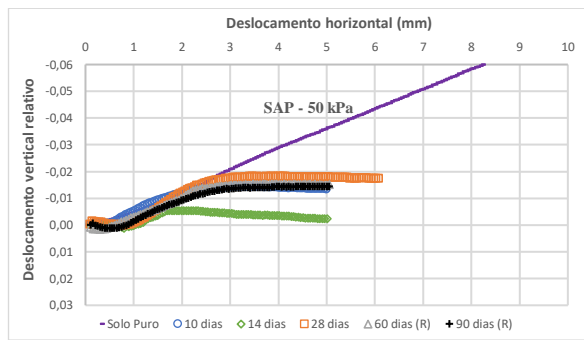


Figura 4. 58 - (a) Conjunto de solo saprolítico após o cisalhamento da interface; (b) Detalhe do concreto do conjunto após o cisalhamento (60 dias de interação)

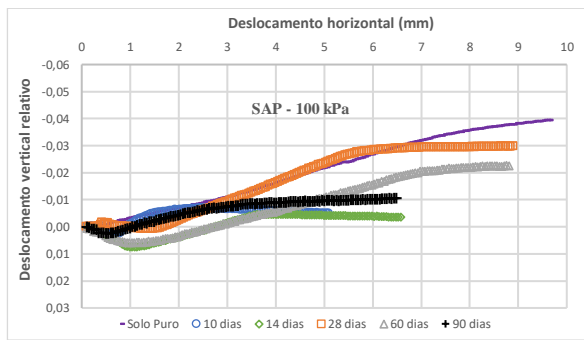
Na Figura 4.59, apresentam-se as curvas de deslocamento vertical relativo versus deslocamento horizontal para as amostras contendo solo saprolítico. Inicialmente, cabe destacar que este solo, diferentemente do solo laterítico, não apresenta agregados, estando os poros geralmente distribuídos de modo uniforme ou bem graduado, não se concentrando, como naquele caso, em macro e microporos. Com isso, o comportamento dos solos saprolíticos, quanto as variações volumétricas durante o processo de ruptura, estará ligado ao seu estado de adensamento (a exemplo das argilas) ou de compactidade (como as areias), conforme seja o solo respectivamente mais argiloso ou mais arenoso.

Comparando as curvas obtidas para o solo saprolítico com as curvas obtidas para as amostras de solo laterítico, percebe-se que as amostras de solo puro, diferentemente do caso laterítico, exibem tendência à expansão, apontando assim para o efeito do pré adensamento gerado pela compactação e da ausência de macroporos que favorecem a ocorrência do colapso estrutural do solo.

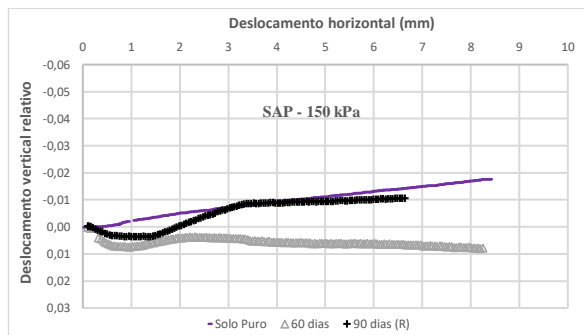
Nota-se que os conjuntos de solo saprolítico, em geral, apresentaram tendência de expansão, exceto pelos conjuntos de até 28 dias na tensão normal de 200 kPa. Os conjuntos de 10 dias registraram pequena expansão relativa (no máximo -0,01) para as tensões normais de 50 e 100 kPa, e contração relativa igualmente pequena (aproximadamente 0,01) para a tensão de 200 kPa. Para as tensões normais de 50 e 100 kPa, os conjuntos de 14 dias de interação apresentaram deslocamento vertical relativo reduzido (menor do que 0,005), enquanto foram os que registraram maior tendência à contração para a tensão de 200 kPa (em torno de 0,03).



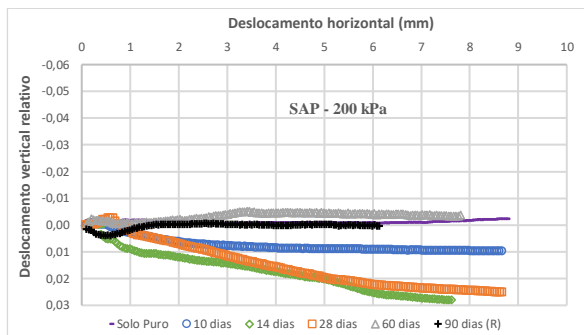
(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 4. 59 - Curvas de deslocamento vertical relativo *versus* deslocamento horizontal no cisalhamento direto das amostras de solo saprolítico, separadas por tensão normal aplicada. (a) 50 kPa; (b) 100 kPa; (c) 150 kPa; (d) 200 kPa

Nos conjuntos de 28 dias, observou-se que estes foram aqueles que mais se expandiram para as tensões de 50 e 100 kPa (aproximadamente -0,02 e -0,03 mm, respectivamente), e acompanhou a tendência de contração dos conjuntos de 14 dias para a tensão de 200 kPa. As reduções da altura inicial, geralmente observadas para as tensões confinantes de 200 kPa, indicam que tal tensão está ultrapassando a tensão correspondente ao efeito do pré adensamento.

Os conjuntos de 60 e 90 dias apresentaram tendência de expansão para as tensões de 50 e 100 kPa e praticamente não se registrou deslocamentos verticais para a tensão normal de 200 kPa. Quando aplicada a tensão normal de 150 kPa, os conjuntos de 60 dias registraram uma pequena contração (aproximadamente 0,008) e os conjuntos de 90 dias sofreram expansão (aproximadamente -0,01).

Assim, nota-se que os conjuntos de solo saprolítico apresentaram, em geral, uma maior tendência de expansão e menor deslocamento vertical absoluto. Acredita-se que este último fato se deve à menor rugosidade da interface atingida durante o processo de compactação, uma vez que foram aplicadas maiores cargas nestas amostras para se atingir o índice de vazios de

campo, o que, além de outros fatores como o próprio tipo de solo, levou à superfícies mais lisas. Como não se nota o mesmo padrão de maior tendência de expansão conforme o aumento do tempo de interação com o concreto, e tendo em mente os menores valores de deslocamento vertical, julgou-se que o mecanismo preferencial de ruptura das interfaces com solo saprolítico foi o deslizamento entre os materiais.

Esta diferença entre os modos de ruptura dos conjuntos lateríticos (cisalhamento do solo) e saprolíticos (deslizamento entre os materiais) pode ser um dos fatores pelos quais se evidenciou a influência da sucção no cisalhamento da interface lateríticas, enquanto tal influência não ficou clara nas interfaces saprolíticas.

Finalmente, cabe um paralelo entre as envoltórias de resistência obtidas para os diferentes tempos de cura, assim como para o solo puro, e os deslocamentos verticais verificados durante o cisalhamento das amostras. A Figura 4.56 mostra a tendência das envoltórias de resistência se agruparem em dois conjuntos: solo puro, 10 e 14 dias de cura e 28, 60 e 90 dias de cura. Como análise preliminar, é possível estimar que a perda de sucção no solo oriunda do aumento de umidade em função do fluido proveniente do concreto seria, até os 14 dias de cura, compensada por trocas catiônicas, lembrando que o cálcio tende a aumentar a resistência no caso dos argilominerais 2:1, sendo este um dos minerais presentes no solo saprolítico (presença de illita), propiciando assim a referida compensação. A partir desta idade, o aumento da sucção, conjuntamente com os efeitos de troca catiônica e eventuais cimentações, estariam levando o solo a valores de resistência e expansão mais elevados. Em termos das variações de altura dos corpos de prova durante o cisalhamento, o solo puro foi o que tendeu a apresentar comportamento mais dilatante, enquanto o solo aos 14 dias de cura tendeu a apresentar o comportamento mais compressível. A variabilidade de comportamento verificada para os demais tempos de cura indica a necessidade de estudos mais detalhados sobre o efeito da sucção e de eventuais trocas iônicas e formação de cimentações na interação entre o solo saprolítico e o concreto.

Cabe salientar que, nos perfis de solos tropicais, o mais comum é a condição não saturada prevalecer acima do solo saprolítico. O nível freático, quando presente, se situa na zona de transição ou mesmo no solo saprolítico, ou seja, as observações verificadas quanto ao comportamento do solo laterítico na interação com o concreto assumem grande relevância.

#### 4.3.4.2 Influência da sucção e do índice de vazios na resistência ao cisalhamento

Como forma de explicitar alguns dos efeitos que a sucção atuante nos solos da interface tem sobre a resistência ao cisalhamento, nas Figuras 4.60 e 4.61 se apresenta a relação entre a tensão cisalhante de ruptura e a sucção mátrica do solo, para os solos lateríticos e saprolíticos, respectivamente. As séries foram separadas em tensões normais aplicadas ao conjunto. Nota-se que, como mencionado anteriormente, a variação da sucção mátrica dos solos nos conjuntos lateríticos é muito superior quando comparada à que ocorre nos conjuntos saprolíticos.

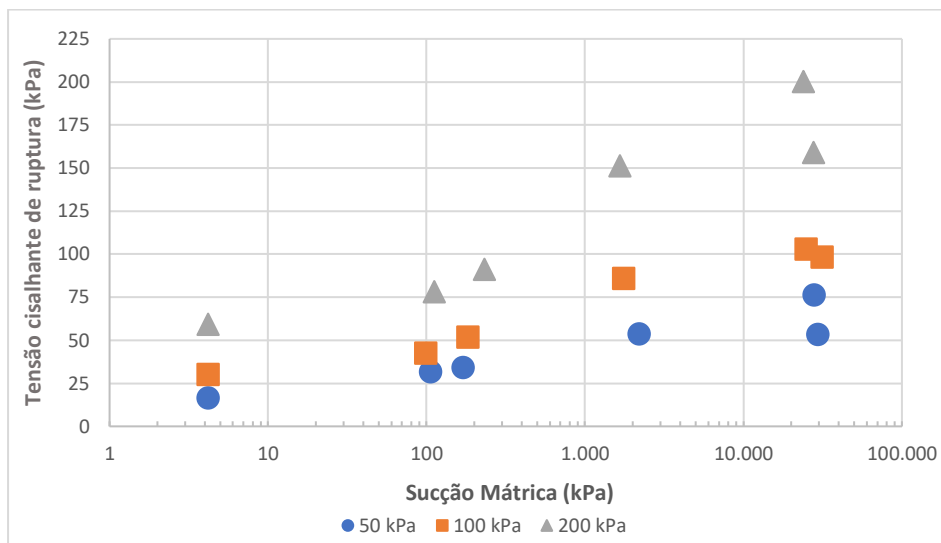


Figura 4. 60 - Relação entre tensão cisalhante na ruptura e sucção mátrica do solo nos conjuntos lateríticos

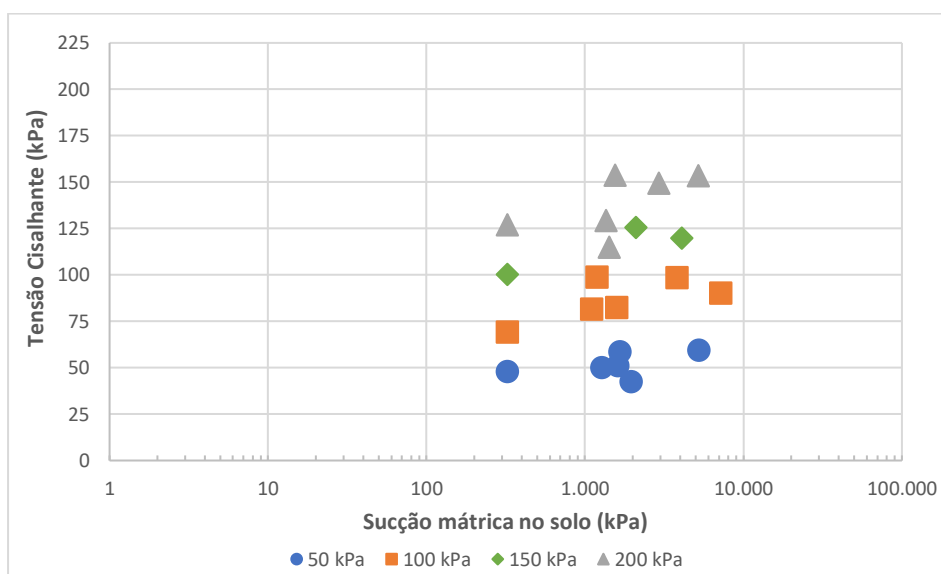


Figura 4. 61 - Relação entre tensão cisalhante na ruptura e sucção mátrica do solo nos conjuntos saprolíticos

Embora seja possível perceber uma tendência de aumento da tensão cisalhante de ruptura com o aumento da sucção nos conjuntos lateríticos, esta tendência não é evidente nos conjuntos saprolíticos. Possivelmente, isto se dá porque a variação da sucção no solo laterítico engloba valores em uma faixa de 1 a 35.000 kPa, enquanto no solo saprolítico a variação se dá entre 100 e 10.000 kPa.

As Figuras 4.62 e 4.63 trazem as envoltórias de ruptura tridimensionais para os conjuntos lateríticos e saprolíticos, respectivamente. Nestas figuras,  $\sigma$  é a tensão normal,  $\Psi$  é a sucção mátrica do solo e  $\tau$  é a tensão cisalhante na ruptura. Nota-se exatamente o que foi discutido no item anterior: nos conjuntos lateríticos há um aumento na resistência até os 60 dias e, aos 90 dias, esta resistência diminui. Nos conjuntos saprolíticos, a resistência para os conjuntos com tempo de interação de 10 e 14 dias é muito semelhante à do solo puro e, a partir dos 28 dias, nota-se que a mesma se encontra em um patamar superior, especialmente para tensões normais maiores, o que reflete no ângulo de atrito.

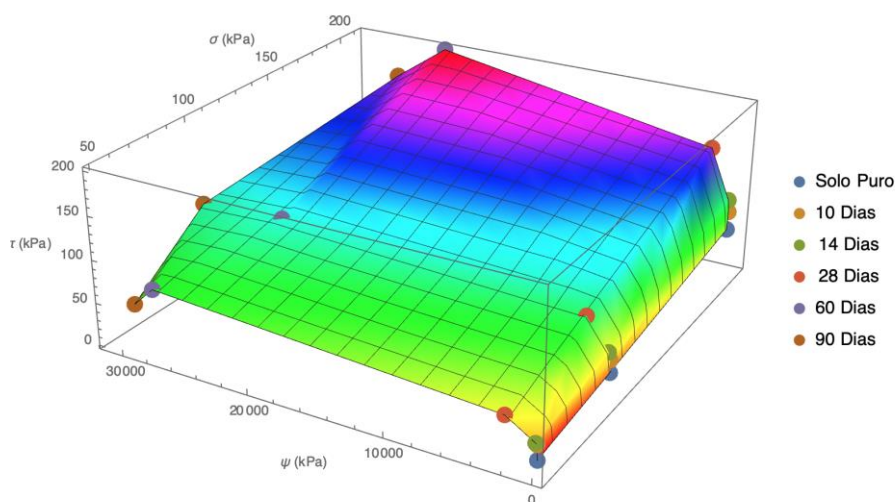


Figura 4. 62 - Envoltória de ruptura 3D para os conjuntos lateríticos

Adicionalmente, foi calculado o  $\phi^b$  para a interface solo laterítico – concreto, considerando-se as variações de resistência em intervalos de tempo de cura para as diferentes tensões normais ao cisalhamento. A Tabela 4.14 apresenta os valores obtidos para este parâmetro a partir de uma metodologia simplificada: calculou-se a inclinação da reta entre cada ponto das curvas da Figura 4.60, sem considerar os pontos relativos ao solo puro, pois a ideia é obter o  $\phi^b$  da interface solo-concreto, e nem os conjuntos de 90 dias, devido a certo

desplacamento observado após a cura entre o solo e o concreto (Figura 4.52). Nota-se que, tendo em mente os resultados apresentados na Figura 4.44, o  $\phi^b$  é maior quando a sucção atuante está na zona de influência dos macroporos do solo laterítico, onde efetivamente seus efeitos nas propriedades mecânicas deste tipo de solo são significativos (Camapum de Carvalho *et al.*, 2015). Ao atingir a zona de microporosidade, ela passa a atuar majoritariamente no interior dos agregados, afetando suas estabilidades, mas não intervindo, ou intervindo pouco, nos contatos entre agregados e entre os agregados e o concreto.

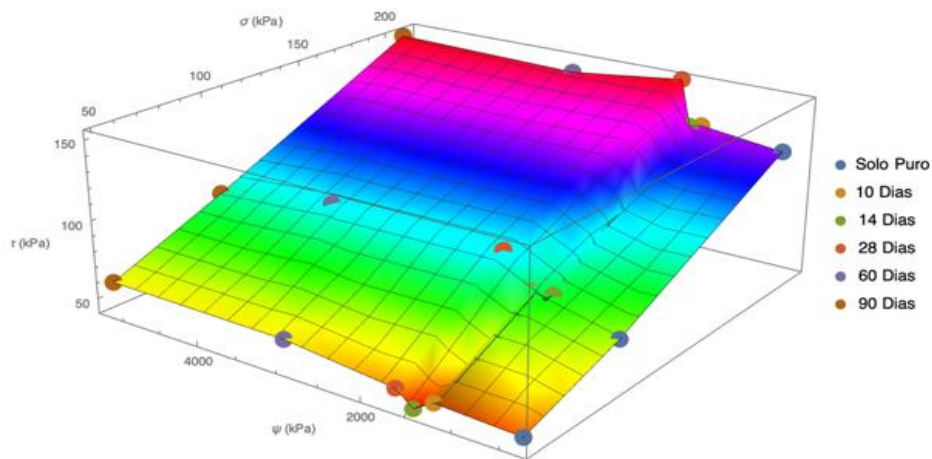


Figura 4. 63 - Envoltória de ruptura 3D para os conjuntos saprolíticos

É possível observar nos resultados mostrados na Tabela 4.14 que o parâmetro  $\phi^b$ , na interface de solo laterítico - concreto, é não linear e depende não só da tensão normal aplicada, como também da magnitude da sucção atuante. Outro aspecto observado é que na interface o valor de  $\phi^b$  tende a aumentar com o aumento da tensão confinante atuante.

Tabela 4. 14 – Variação de  $\phi^b$  ao longo do tempo de cura, para cada tensão normal aplicada

Período de tempo	Tensão normal (kPa)	$\phi^b$ (°)
Entre 10 e 14 dias	50	2,16
	100	6,19
	200	6,15
Entre 14 e 28 dias	50	0,55
	100	1,25
	200	2,41
Entre 28 e 60 dias	50	0,05
	100	0,04
	200	0,13

Bem como se fez na análise da relação entre a sucção e a resistência à tração do concreto, utiliza-se a normalização da sucção em relação ao índice de vazios, proposta por Camapum de Carvalho *et al.* (2002), para avaliar a relação entre a resistência ao cisalhamento da interface e a sucção (em pF normalizada pelo índice de vazios). Neste caso, no eixo das abcissas, ao invés da sucção em pF dividida por  $e$ , emprega-se a soma da sucção mátrica dos solos com a tensão normal aplicada ao conjunto – ambas em pF – dividida pelo índice de vazios do solo quando da ruptura ( $e_R$ ). Assim, leva-se em conta os efeitos das tensões que influenciam na tensão de cisalhamento de ruptura (sucção mátrica e tensão normal) e a condição da estrutura porosa do solo. As Figuras 4.64 e 4.65 trazem a relação supracitada para os conjuntos lateríticos e saprolíticos, respectivamente.

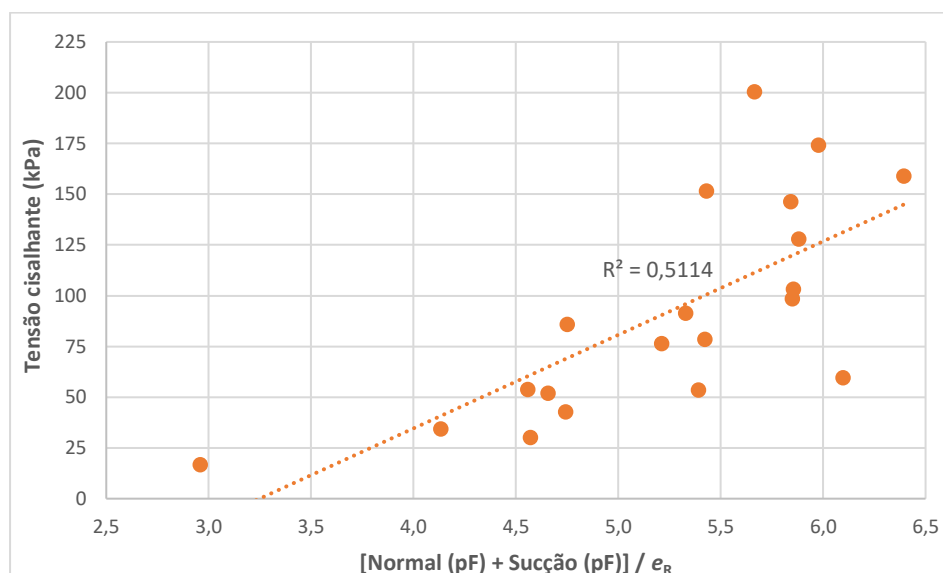


Figura 4. 64 - Relação entre tensão cisalhante na ruptura e [Tensão normal (pF) + Sucção (pF)] /  $e_R$  para os conjuntos lateríticos

Percebe-se que os pontos dos conjuntos lateríticos estão distribuídos em uma faixa mais ampla das abcissas do que os pontos dos conjuntos saprolíticos, o que é coerente uma vez que a variação de sucção dos primeiros também é mais ampla. Quanto à magnitude do produto [Tensão Normal (pF) + Sucção (pF)] /  $e_R$ , nota-se que a dos conjuntos saprolíticos é maior. Isso se dá porque o  $e_R$  neste solo é, em geral, próximo de 0,5, enquanto no solo laterítico – mais poroso – este parâmetro é da ordem de 1,5.

Apesar da dispersão apresentada, julga-se que esta relação ilustrada nas Figuras 4.64 e 4.65 é válida no contexto da presente pesquisa, indicando que quanto maior a soma da tensão



normal aplicada com a sucção mátrica atuante nos solos, e menor o índice de vazios do solo, maior será a tensão de cisalhamento na ruptura da interface.

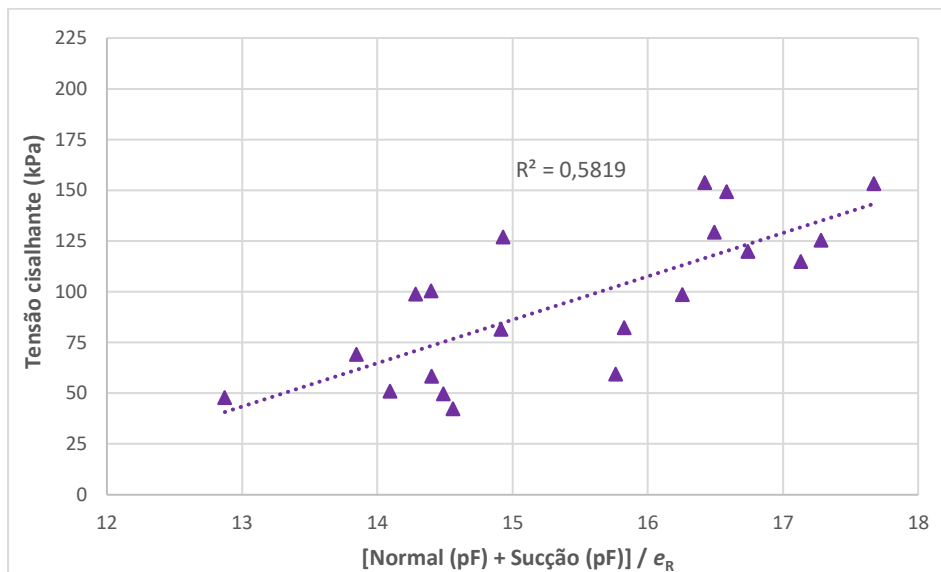


Figura 4. 65 - Relação entre tensão cisalhante na ruptura e [Tensão normal (pF) + Sucção (pF)] / e<sub>R</sub> para os conjuntos saprolíticos

### 4.3.5 Microscopia eletrônica de varredura

Apresentam-se, primeiramente, imagens obtidas com o MEV para os conjuntos lateríticos e saprolíticos, para os aumentos de 100x, 500x, 1000x, 5000x e 10000x. Estas estão exibidas nas Figura 4.66 a 4.70. Lembra-se que estes conjuntos correspondiam àqueles cisalhados aos 60 dias de interação.

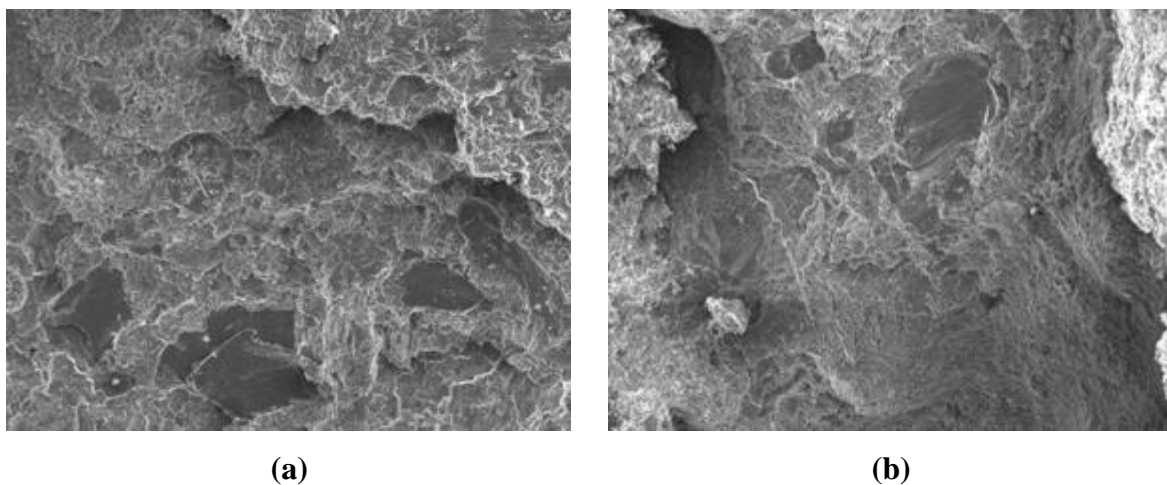
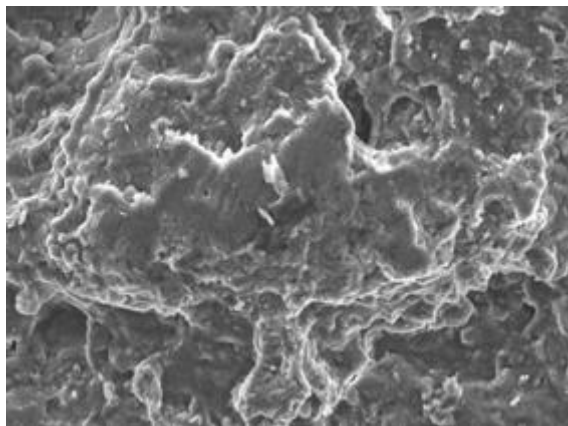
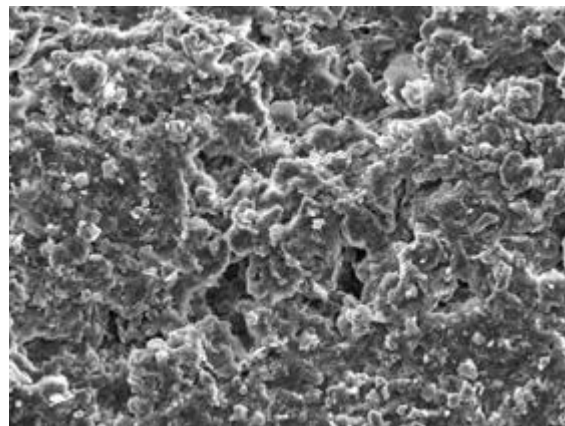


Figura 4. 66 - MEV 100x; (a) Conjunto laterítico; (b) Conjunto saprolítico

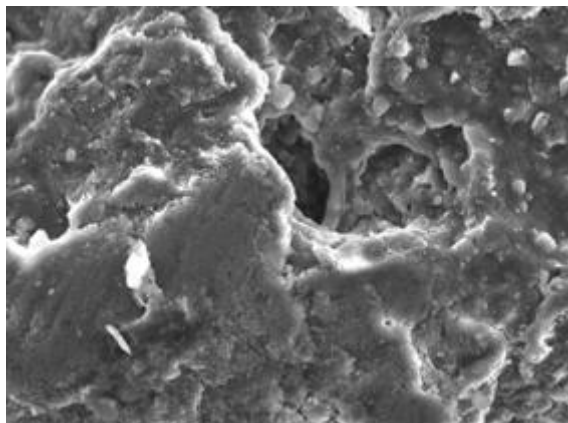


**(a)**

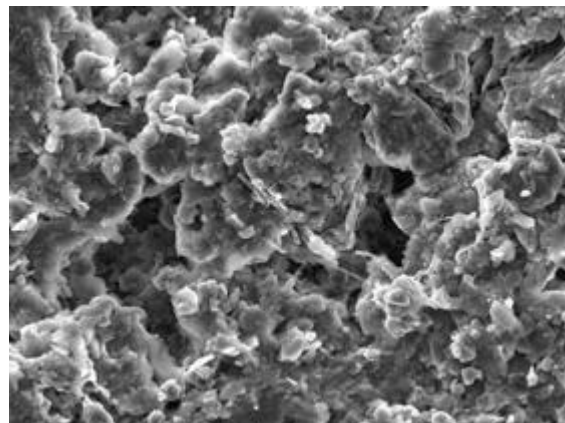


**(b)**

Figura 4. 67 - MEV 500x; (a) Conjunto laterítico; (b) Conjunto saprolítico

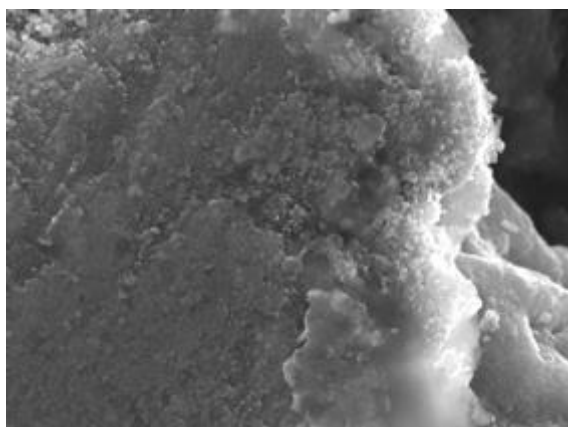


**(a)**

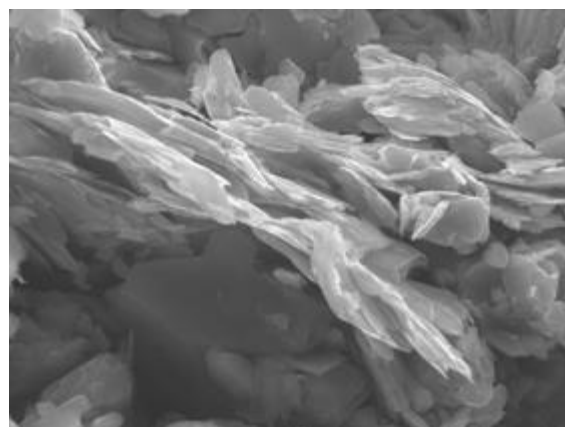


**(b)**

Figura 4. 68 - MEV 1000x; (a) Conjunto laterítico; (b) Conjunto saprolítico



**(a)**



**(b)**

Figura 4. 69 - MEV 5000x; (a) Conjunto laterítico; (b) Conjunto saprolítico

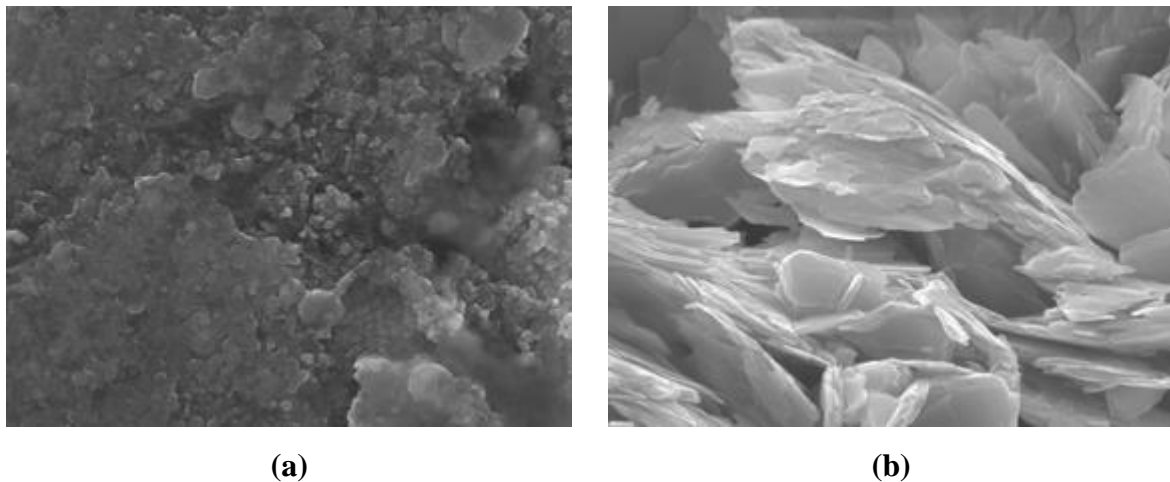


Figura 4. 70 - MEV 10000x; (a) Conjunto laterítico; (b) Conjunto saprolítico

Analisando a microscopia dos conjuntos, nota-se a diferença entre os solos aderidos à interface após o cisalhamento. Assim como observado por Guimarães (2002), no solo laterítico – mais alterado – percebe-se estruturas agregadas advindas do processo de intemperismo, principalmente por atuação de óxidos de ferro e alumínio. No solo saprolítico – menos alterado – estas agregações dão espaço a aglomerações ou pacotes de argilominerais, mais visíveis nos aumentos de 5000x e 10000x. Segundo o mesmo autor, tem-se uma estrutura mais homogênea nos solos saprolíticos em termos de porosidade e distribuição de poros, enquanto se verifica maiores poros entre os agregados nos solos lateríticos e poros menores no interior das agregações, como pode ser visualizado nas superfícies obtidas para aumentos de 5000x e 10000x (Figuras 4.69 e 4.70). Tal observação tem relevância no contexto da presente pesquisa, pois justifica o formato das curvas características obtidas experimentalmente e, conseqüentemente, reforça indícios levantados sobre o comportamento da sucção nos conjuntos ao longo do tempo de cura. Cabe ainda chamar a atenção para a tendência de orientação das partículas mais delgadas presentes no solo saprolítico ao longo do plano de ruptura, visualizada nos aumentos de 5000x e 10000x.

Em seguida, apresenta-se os resultados das análises químicas realizadas através do EDS acoplado ao MEV. As Figuras 4.71 e 4.72 mostram os resultados de mapeamento (*Mapping*) para os conjuntos laterítico e saprolítico, respectivamente. Recorda-se que esta técnica foi utilizada para definir locais de interface entre o solo e o concreto.

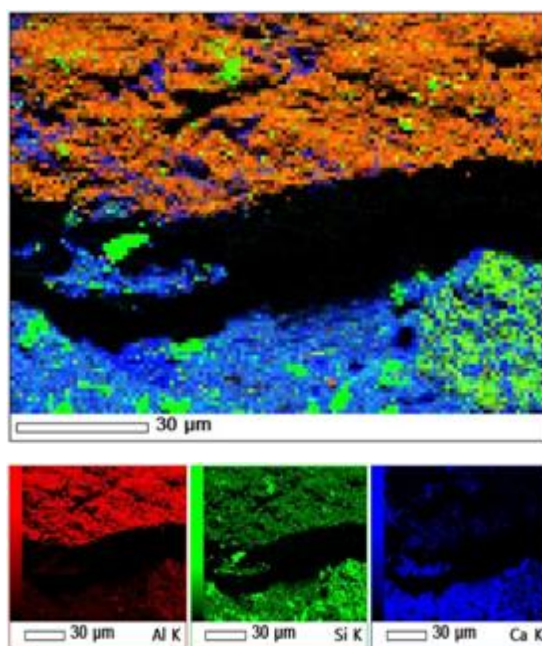


Figura 4. 71 - Mapeamento (*Mapping*) do conjunto laterítico

Nas Figuras 4.71 e 4.72, destacam-se áreas nas quais o concreto está aparente (cor azul, preponderância de cálcio) e o solo recobre o concreto (cor verde e vermelha, preponderância de silício e alumínio). A partir desta definição, realizou-se análises com EDS para pontos no concreto e no solo próximo e afastado do concreto. Nas Figuras 4.73 e 4.74, ilustra-se os pontos escolhidos para os conjuntos laterítico e saprolítico, respectivamente.

Definiu-se o cálcio (Ca), silício (Si), alumínio (Al) e ferro (Fe) como os elementos de análise, a fim de utilizar os valores do cálcio como indicativos para o concreto e de migração de elementos e compostos químicos deste material para o solo e, para o solo em si, os demais elementos. As Figuras 4.75 e 4.76 exibem os resultados obtidos, respectivamente, para o conjunto de solo laterítico e saprolítico. O eixo das ordenadas corresponde à quantidade percentual, em massa, dos elementos químicos analisados na área mapeada

No conjunto laterítico, percebe-se que o elemento considerado como indicador do concreto apresenta teor elevado no solo próximo ao concreto e torna-se muito pequeno no solo afastado deste. Além disto, nota-se que os indicadores do solo Al e Fe sofem um decréscimo entre o ponto do concreto e do solo próximo, enquanto o cálcio tem aumento significativo. Tal fato pode ter ocorrido tanto pela escolha de um ponto com solo no local onde se imaginou que se teria apenas concreto (solo na área azul do mapeamento), quanto por um ponto com concreto onde se previa solo (concreto na área vermelha/verde do mapeamento). Entretanto, quando se analisa o ponto de solo afastado do concreto, os resultados são mais coerentes, mostrando um

aumento dos elementos indicadores de solo e redução do cálcio. Tem-se ainda que na superfície do concreto pode eventualmente ter ocorrido um empobrecimento em cálcio devido a migração para o solo que se tornou rico nesse elemento.

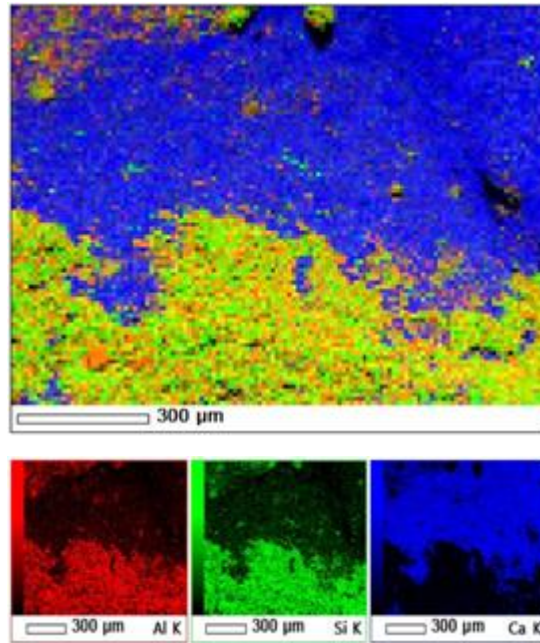


Figura 4. 72 - Mapeamento (*Mapping*) do conjunto saprolítico

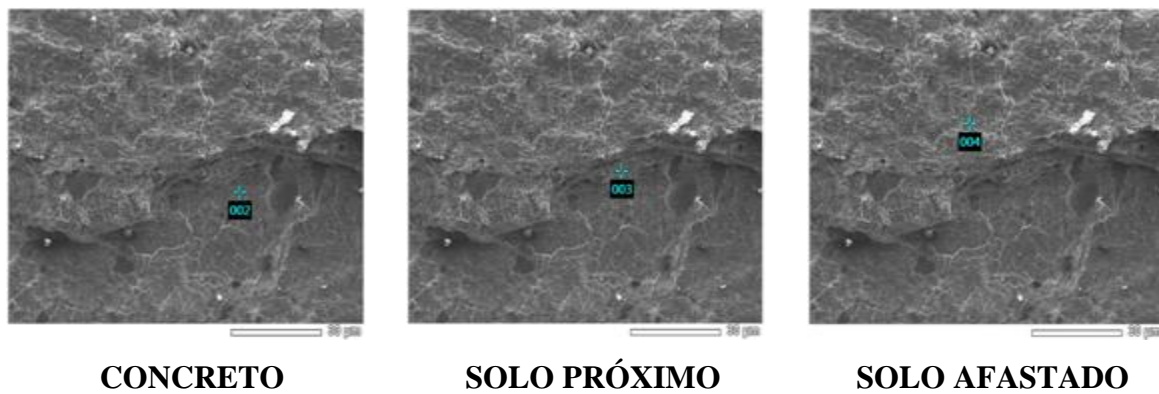
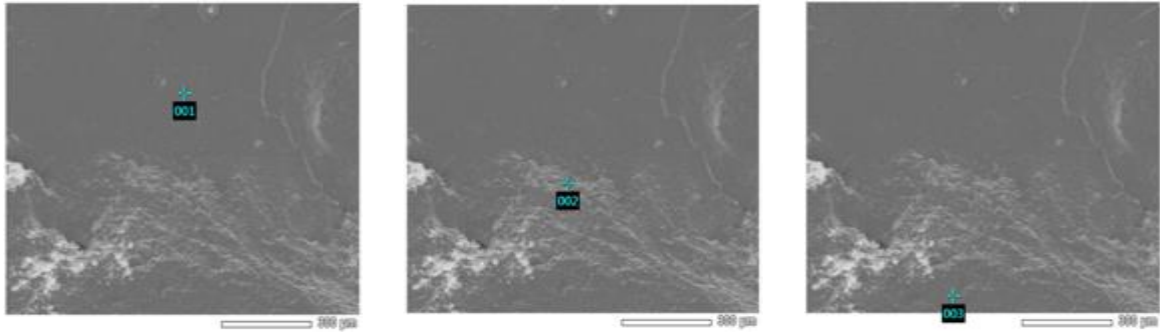


Figura 4. 73 - Pontos escolhidos para análise de EDS no conjunto laterítico



**CONCRETO**

**SOLO PRÓXIMO**

**SOLO AFASTADO**

Figura 4. 74 - Pontos escolhidos para análise de EDS no conjunto saprolítico

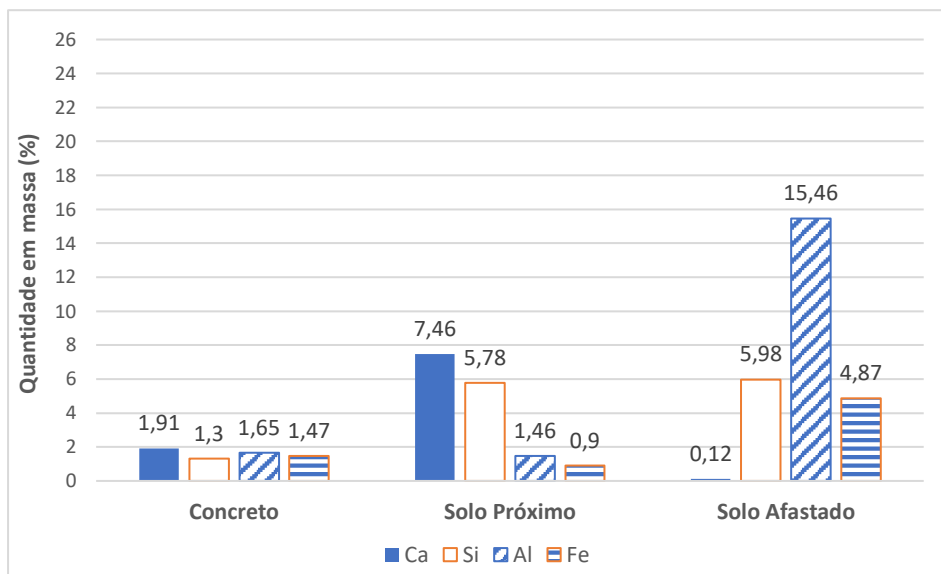


Figura 4. 75 - Análise de EDS para os pontos do conjunto laterítico

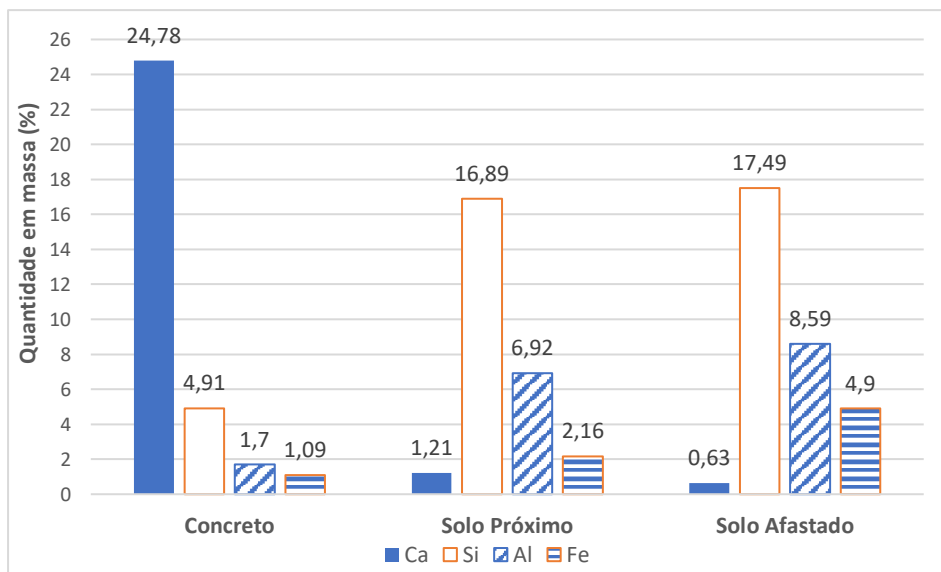


Figura 4. 76 - Análise de EDS para os pontos do conjunto saprolítico

No conjunto saprolítico, por sua vez, verifica-se decréscimo do cálcio e aumento dos demais elementos conforme o afastamento entre os pontos de análise e o concreto. Cabe destaque, na figura representativa deste conjunto, que o teor de cálcio é significativo no concreto e aparentemente migrou muito pouco para o solo próximo.

Para mais conclusões acerca da migração de elementos do concreto para o solo, fazem-se necessárias análises com o solo puro para fins comparativos, além de mais pontos nos solos dos conjuntos para subsidiar análises estatísticas. Estas análises não foram concluídas na presente pesquisa devido à indisponibilidade do equipamento existente na Universidade de Brasília. Além disso, cita-se que a análise quantitativa feita através do EDS, baseada em análises pontuais em escala micro, pode apresentar variações nos resultados a depender da escolha do ponto, indicando-se o ensaio de microsonda como o mais apropriado para análises futuras. Mesmo assim, expõe-se os resultados supracitados com intuito de apresentar o produto obtido pela metodologia empregada e oferecer dados experimentais para pesquisas futuras.

#### **4.3.6 pH & Ponto de carga zero (PCZ)**

O pH, como mencionado no item 2.1.2, tem importância desde a pedogênese até a estabilidade textural e estrutural dos solos. Por consequência, mediu-se o valor do pH em água destilada e KCl para três pontos nos conjuntos: no concreto, no solo próximo ao concreto (interface) e no solo afastado do concreto (topo). As Figuras 4.77 e 4.78 trazem os resultados para o pH em água destilada dos conjuntos lateríticos e saprolíticos respectivamente.

Para ambos os casos, nota-se que o pH do concreto não varia, relevantemente, durante o tempo de cura, mesmo quando em contato com solos de pH significativamente mais baixos. Esta observação é importante uma vez que a alta alcalinidade do concreto (pH entre 11,5 e 13), rico em hidróxidos de cálcio, gera uma camada submicroscópica de óxidos circundante à armadura, que a protege de corrosão. Caso os valores de pH caíssem para menos de 10,5, poderia haver a instabilidade química do filme de óxidos passivante (Helene, 1981 *apud* Cunha & Helene, 2001).

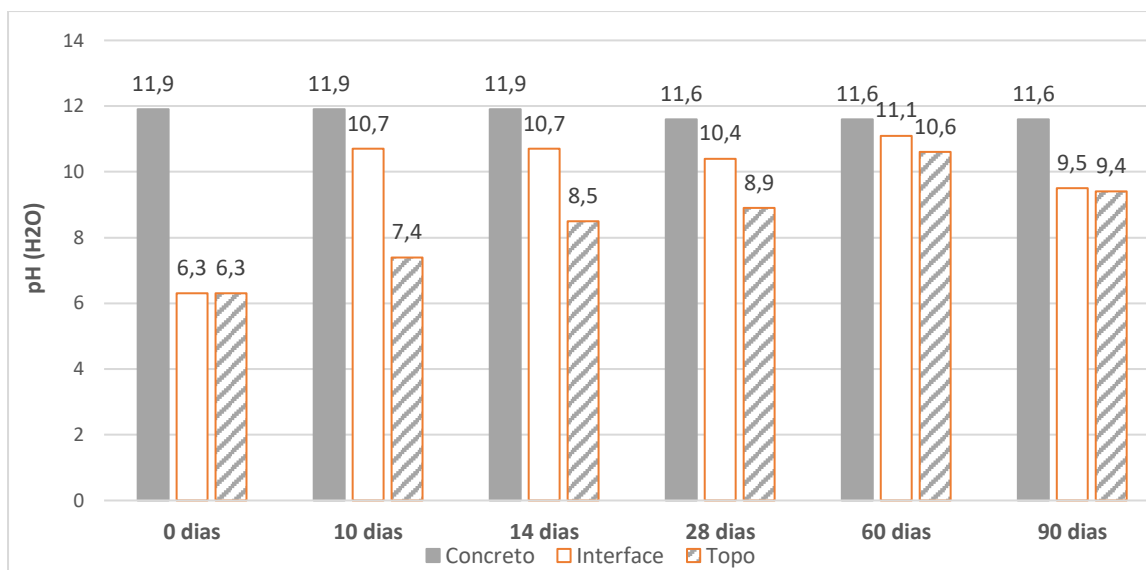


Figura 4. 77 - pH em água destilada dos conjuntos lateríticos

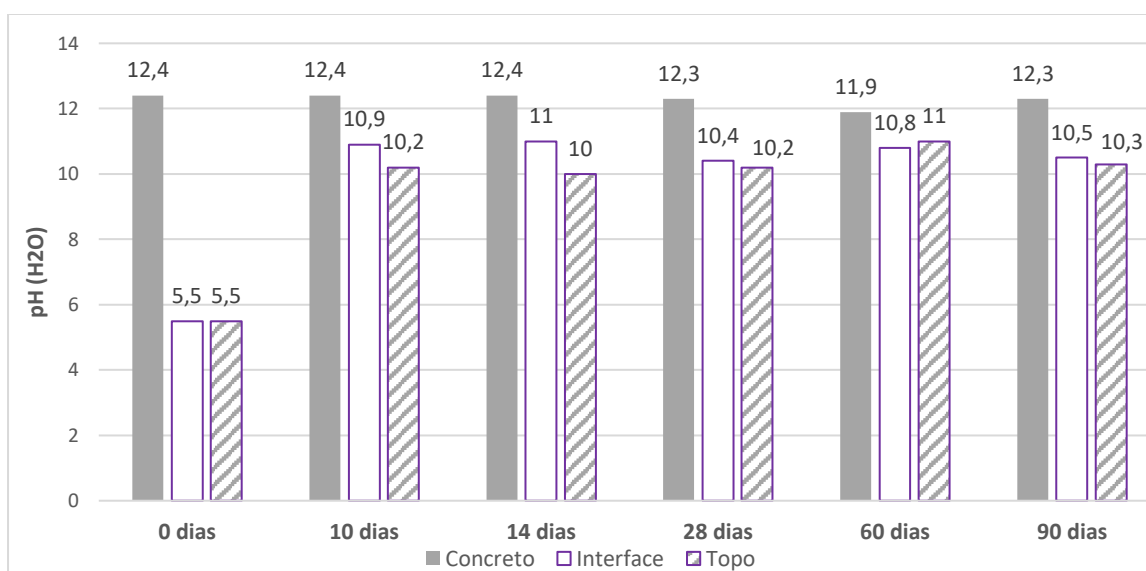


Figura 4. 78 - pH em água destilada dos conjuntos saprolíticos

Ainda para os dois casos, nota-se que o pH do solo das interfaces cresce rapidamente, estabilizando-se entre os valores de 10 e 11,5. Tal fato deve-se à proximidade destes solos ao concreto que, como mencionado anteriormente, tem pH situado na faixa de 11,5 a 13. Vale mencionar que tal estabilização na faixa de valores citada não se observa para o ponto de 90 dias de cura do solo laterítico, no qual este valor cai para 9,5. Acredita-se que este fato se explica pela homogeneização da solução dentro do solo laterítico incluindo-se trocas com o interior dos agregados, ou seja, dado o devido tempo, o pH da solução chegaria a um valor entre o pH da interface e do topo, aos 10 dias de cura. Entretanto, uma conclusão não é possível



sem ensaios adicionais que abranjam tempos de cura mais longos, assim como a repetição do estudo para outros solos lateríticos.

Já o comportamento do pH do solo situado no topo da camada difere entre o solo laterítico e o solo saprolítico. Para o solo laterítico, observa-se um aumento gradual no pH do solo de topo até os 60 dias, quando o valor de pH é de 10,6. Aos 90 dias, apesar do fato discutido no parágrafo anterior, vê-se que os valores de pH do solo da interface e do topo praticamente se igualam, indicando um equilíbrio desta propriedade na amostra. Analisando os resultados para o solo saprolítico, nota-se que o pH do solo afastado do concreto aumenta rapidamente, sendo que aos 10 dias este valor já é 10,2. No restante dos tempos de cura analisados, este valor não sofre variações significativas embora apresente pequena redução ao passar dos 60 dias de cura para os 90 dias de cura. Percebe-se, também, que a partir dos 28 dias os valores de pH dos solos da interface e do topo do solo saprolítico praticamente se igualaram.

Logo, pode-se inferir que a velocidade na qual ocorre a migração da química é maior no solo saprolítico quando comparado ao laterítico. Credita-se este fato à diferença na sucção matricial entre os dois tipos de solo, uma vez que esta propriedade é extremamente importante para a movimentação das soluções (Fredlund & Rahardjo, 1993). Para as condições em que foram ensaiados os conjuntos, nota-se que a sucção mátrica atuante no início do ensaio no solo saprolítico é aproximadamente igual a 57 vezes a do solo laterítico.

Certamente, também é relevante a distribuição de poros, pois enquanto nos solos saprolíticos ela tende a variar entre uniforme e bem graduada, a depender da distribuição granulométrica, nos solos lateríticos os poros se concentram em dois domínios: o dos microporos e o dos macroporos, sendo que para o nível de sucção inicial presente no solo, a sucção estará atuando nos macroporos. Tem-se então que, devido à presença de macroporos no solo laterítico, a continuidade do fluido seria menor que no solo saprolítico, dificultando assim o fluxo dos elementos e/ou compostos químicos.

Ressalta-se que tanto na interface quanto no topo, os valores atingidos de pH do solo ultrapassam os valores nos quais o ferro e o alumínio são mais passíveis de serem solubilizados (Mason & Moore, 1982; Jolivet, 2004). Esta observação é válida para ambos os solos, e pode ter grande influência em seus comportamentos, em especial nos solos lateríticos, uma vez que os óxidos e hidróxidos têm, geralmente, grande relevância na estabilidade estrutural das agregações e cimentações existentes entre as partículas.

As Figuras 4.79 e 4.80 trazem, respectivamente, os resultados obtidos para o pH em KCl dos conjuntos lateríticos e saprolíticos.

Percebe-se um comportamento semelhante ao apresentado nos resultados com água destilada. O pH do concreto não varia significativamente em nenhum dos dois tipos de conjunto. No solo saprolítico, a alcalinização do CP e equalização dos valores de pH para o solo do topo e da interface se dá, como verificado para o pH em água, mais rapidamente do que no solo laterítico. Neste último, a alcalinização do solo do topo é mais gradual. Novamente, cita-se a diferença na sucção atuante nos solos e a distribuição dos poros como justificativas para a diferença de comportamento entre os conjuntos.

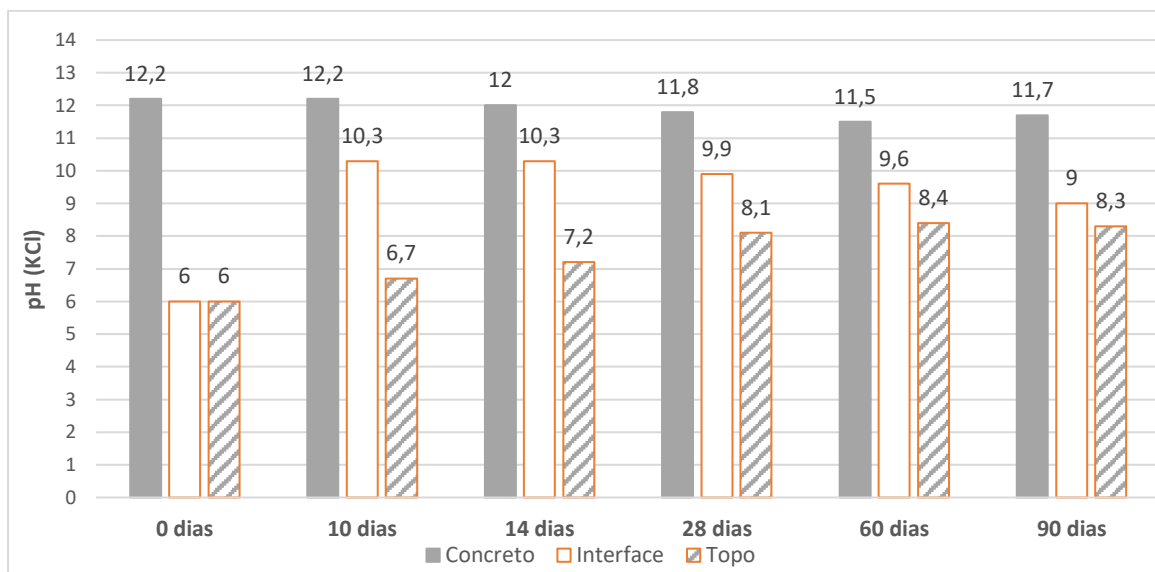


Figura 4. 79 - pH em KCl dos conjuntos lateríticos

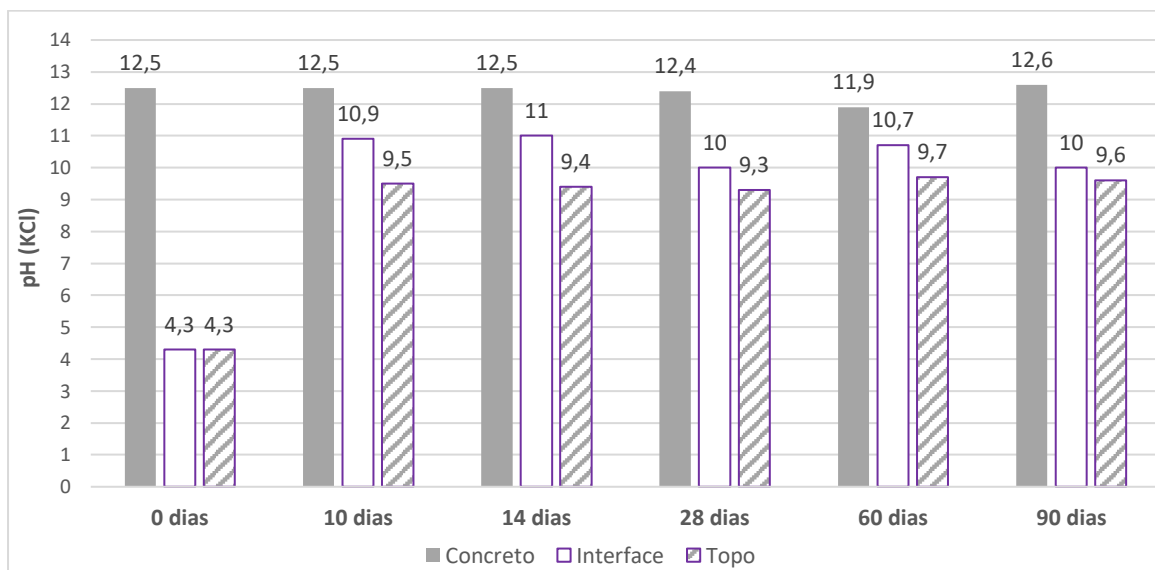


Figura 4. 80 - pH em KCl dos conjuntos saprolíticos

Com os valores de pH em água destilada e em KCl, é possível definir o  $\Delta\text{pH}$  para todos os pontos analisados anteriormente (Eq. 3.1). As Figuras 4.81 e 4.82 trazem tais resultados para os conjuntos lateríticos e saprolíticos, respectivamente.

Analisando os valores para os solos puros (0 dias), nota-se que o valor do  $\Delta\text{pH}$  do solo laterítico é mais próximo de 0 do que no solo saprolítico. Isso indica a maior intemperização sofrida pelo solo laterítico, uma vez que em solos com argilas 1:1, óxidos e hidróxidos – minerais ligados ao grau de intemperismo – os prótons  $\text{H}^+$  são liberados com maior dificuldade no ensaio com solução salina, aumentando o valor de pH e, conseqüentemente, obtendo resultados mais próximos de 0 ou até mesmo positivos (Camapum de Carvalho *et al.*, 2015). Cita-se, também, a mudança na evolução do  $\Delta\text{pH}$  ao longo do tempo de interação, a depender de qual tipo de solo está se tratando. No solo laterítico, o  $\Delta\text{pH}$  tende a aumentar com o decorrer do tempo quando comparado com os valores obtidos com o solo sem interação com o concreto. Contrariamente, o  $\Delta\text{pH}$  no solo saprolítico apresentou valores menores para o solo que interagiu com o concreto.

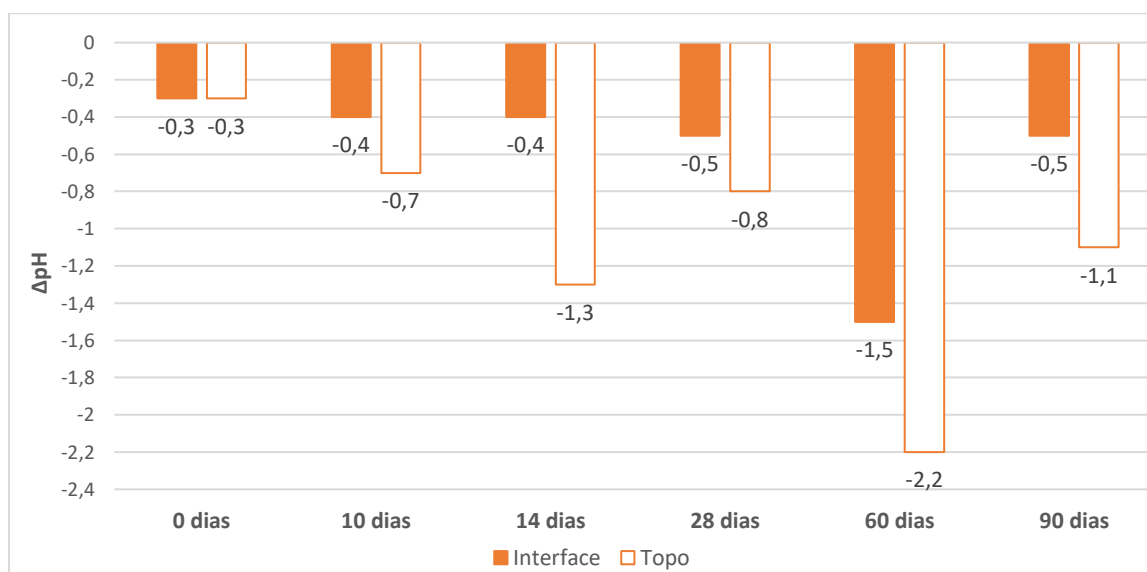


Figura 4. 81 - Resultados de  $\Delta\text{pH}$  para os conjuntos lateríticos

Outra propriedade química analisada foi o PCZ, que é o valor de pH no qual a carga elétrica líquida das partículas é nula. Em geral, as partículas tendem a deflocular ou desagregar quando o pH do solo passa pelo valor igual ao PCZ (Camapum de Carvalho *et al.*, 2015). Os resultados de PCZ, estimados a partir dos valores de pH em água e KCl para os solos puros, estão apresentados na Figura 4.83, assim como o pH em água destilada dos solos puros e uma média dos valores de  $\text{pH}_{\text{H}_2\text{O}}$  da interface e do topo no maior tempo de interação estudado (90

dias). Verifica-se que o valor de PCZ, para ambos os solos, é menor do que o pH em água destilada. Isso é um indicativo de que a carga líquida na superfície das partículas já é negativa antes mesmo da introdução de compostos do concreto. Com a interação com o concreto, o pH em água destilada sobe ainda mais e a diferença entre o PCZ e o pH do solo se torna maior, ou seja, a carga líquida na superfície das partículas fica mais negativa.

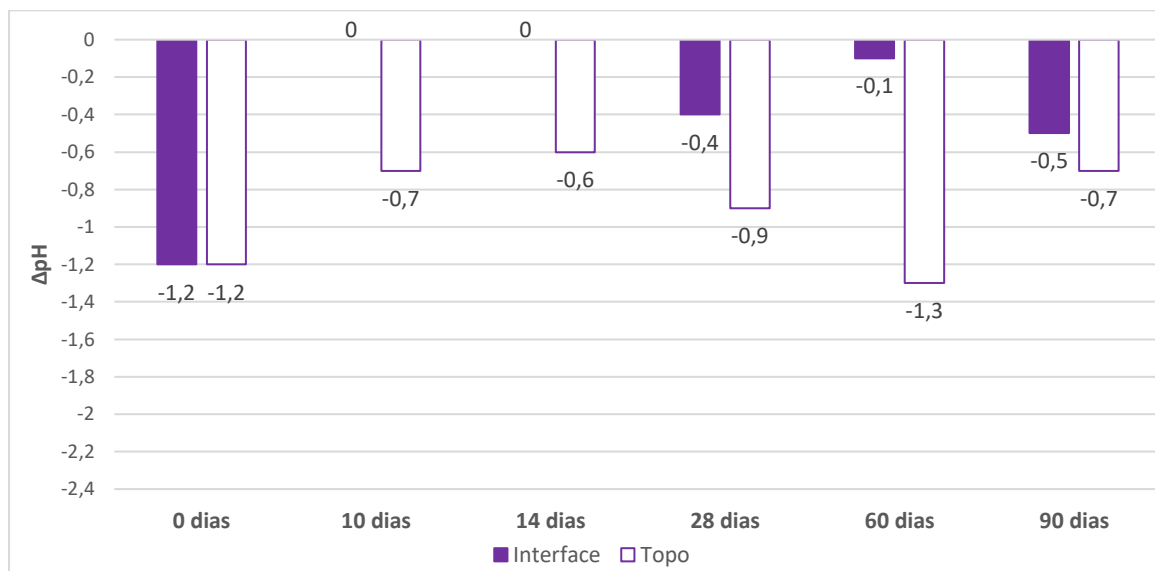


Figura 4. 82 - Resultados de  $\Delta$ pH para os conjuntos saprolíticos

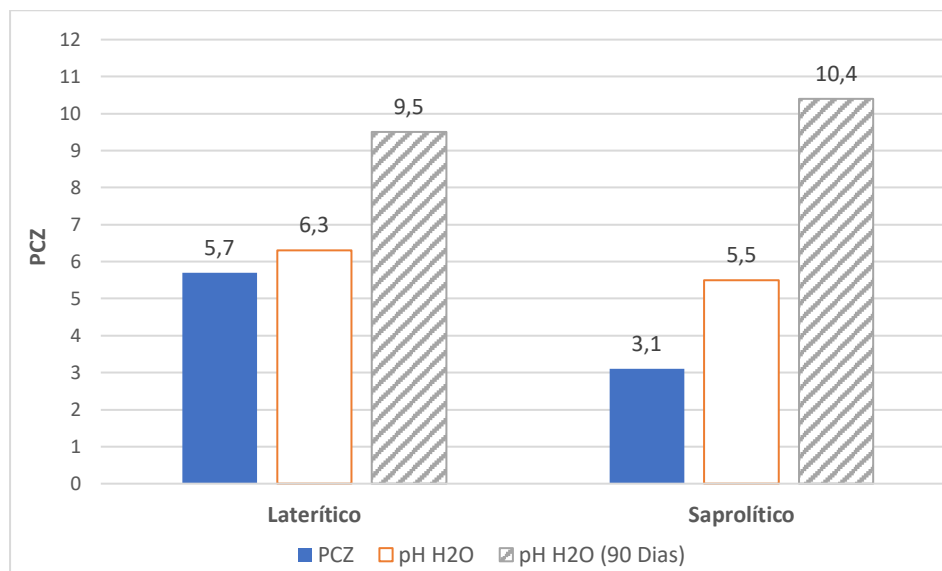


Figura 4. 83 – PCZ e pH em água destilada do solo puro e média do pH em água destilada no solo dos conjuntos aos 90 dias

Em princípio, como o pH em água dos solos estudados é superior ao correspondente ao PCZ, a elevação do pH do solo não passaria pelo ponto de carga zero para ocasionar a desagregação do solo laterítico nem a defloculação do saprolítico. No entanto, como os agregados presentes nos solos lateríticos são geralmente ricos em oxi-hidróxidos de ferro e alumínio (o que confere estabilidade a estes agregados), faz-se necessário considerar os pontos de carga zero destes compostos. Spósito (1984, *apud* Farias, 2012), apresenta, respectivamente, para o PCZ da goethita e da hematita, determinados por titulação potenciométrica, os valores 7,3 e 8,5. Prado (2003) apresenta, para a caulinita, PCZ igual a 4,6 e, para a Gibbsita, 5,1. Por consequência, o aumento do pH do solo pode facilitar a desagregação do solo laterítico.

#### 4.3.7 Condutividade elétrica

Nas Figuras 4.84 e 4.85, tem-se os resultados para a condutividade elétrica dos solos nos conjuntos lateríticos e saprolíticos, respectivamente. Inicialmente, nota-se uma grande distinção, para os dois tipos de solo, entre o valor da condutividade elétrica do solo puro e do solo em interação com concreto.

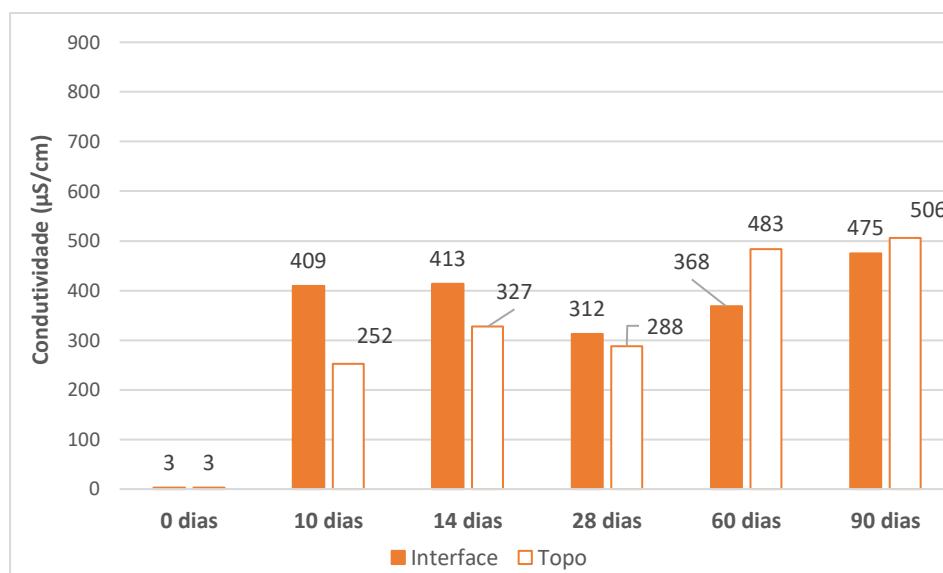


Figura 4. 84 - Resultados de condutividade elétrica nos conjuntos lateríticos

A condutividade elétrica dos solos é função, principalmente, dos sais existentes na solução que permeia seus vazios. Analisando os resultados obtidos para os solos puros, tem-se valores característicos de solos do cerrado brasileiro (Brandão & Lima, 2002).

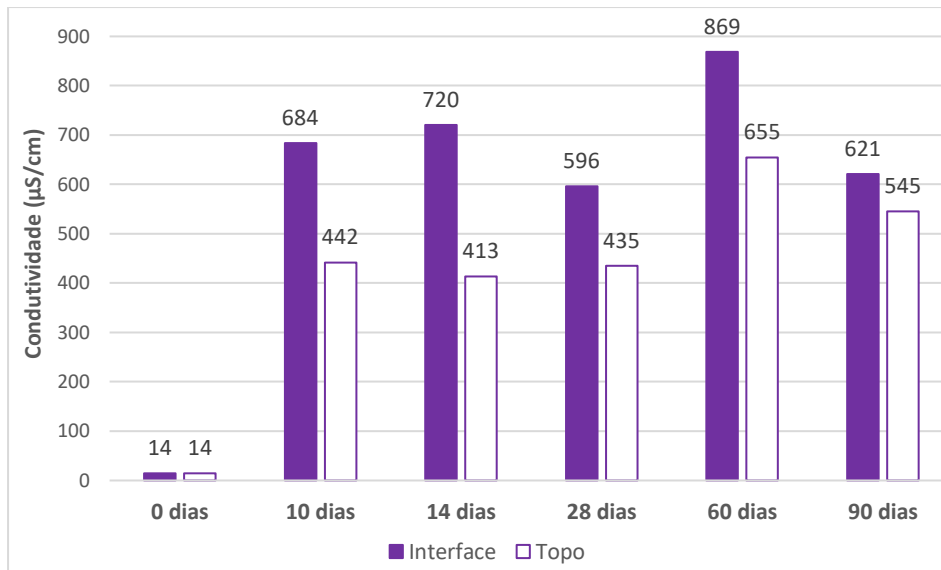


Figura 4. 85 - Resultados de condutividade elétrica nos conjuntos saprolíticos

Já quando o solo interage com o concreto, percebe-se que a condutividade elétrica aumenta drasticamente, fato atribuído à cessão de sais do concreto para o solo. Nos conjuntos lateríticos, a condutividade elétrica é maior na interface até os 28 dias, e depois passa a ser maior no topo do CP, enquanto nos conjuntos saprolíticos verifica-se que a condutividade da interface é sempre maior. Acredita-se que a sucção atuante nos solos – aspecto já explorado no item 4.3.6 – seja responsável por esta diferença de comportamento.

Outro fator observado é a maior condutividade elétrica nos conjuntos saprolíticos. Apesar da condutividade do solo puro saprolítico ser maior do que a do laterítico, esta diferença não é tão grande a ponto de justificar os valores obtidos experimentalmente para os conjuntos. Então, atribui-se este fato, não só à maneira diferenciada com que se apresenta o comportamento da sucção atuante nos dois solos, mas também às diferenças de mineralogia e distribuição de poros entre os dois solos. Isso reflete, inicialmente, em uma maior captação de água do concreto fresco pelo solo saprolítico (item 4.3.3). Obviamente, a água aqui mencionada está carregada por sais presentes na pasta do concreto, ou seja, a maior captação de água do concreto pelo solo reflete em uma maior condutividade elétrica deste último.

A constatação de que sais do concreto migram para o solo também é relevante para a vida útil do concreto, uma vez que algumas patologias deste material estão intimamente ligadas à lixiviação de sais de cálcio solúveis (Mehta & Monteiro, 2008). A patologia ocorrente pela pressão de cristalização de sais de sulfeto nos poros do concreto também pode ser promovida devido ao contato deste material com o solo que tem solução ácida em seus vazios. Entretanto,

nenhum destes dois aspectos foram aprofundados na presente pesquisa e merecem estudos complementares.

#### **4.3.8 Granulometria**

As Figuras 4.86 a 4.89 ilustram os resultados relativos à textura dos solos dos conjuntos lateríticos e saprolíticos, após um tempo de interação curto (14 dias) e outro mais longo (120 dias). As abreviações “LAT” e “SAP” se referem aos conjuntos lateríticos e saprolíticos, respectivamente. “INT” se refere à interface (solos mais próximos ao concreto) e “C/” e “S/” indicam se o ensaio ocorreu com ou sem o uso de defloculante.

No caso dos conjuntos lateríticos, nota-se que, aos 14 dias, há uma diferença na textura entre o solo da interface e do topo. A textura do solo mais próximo ao concreto torna-se mais grossa, apresentando valores menores de porcentagem de material passante nos diâmetros analisados, seja o ensaio com ou sem o uso de defloculante. Como esperado, o uso do defloculante reflete em um material com textura mais argilosa tanto para o solo da interface quanto para o solo do topo do CP.

No entanto, percebe-se que a diferença entre as curvas com e sem defloculante é maior para os solos do topo, indicando maior estabilidade dos agregados no solo da interface próximo ao concreto. Isso pode apontar reflexos dos efeitos do concreto e seus produtos químicos na estabilidade dos agregados. Cabe ainda destacar que os agregados do solo do conjunto com concreto tornaram-se mais estáveis que os presentes no solo natural (Tabela 4.2).

Aos 120 dias de interação, observa-se comportamento similar para os ensaios com e sem defloculante, tanto para o solo de topo como da interface, na fração inferior a 0,03 mm, cabendo destacar que, nos diâmetros analisados pelo ensaio de sedimentação, não foi possível constatar material em suspensão. Ou seja, existe um indicativo de que, com maior tempo de interação entre solo e concreto, não só as partículas menores do solo se agregaram como os agregados adquirem maior estabilidade. Nas análises por peneiramento dos solos submetidos aos ensaios de sedimentação com e sem o uso de defloculante e em seguida lavados na peneira #200, observa-se uma pequena melhoria na estabilidade dos agregados junto à interface, sendo pouco afetada a estabilidade dos agregados do solo do topo.

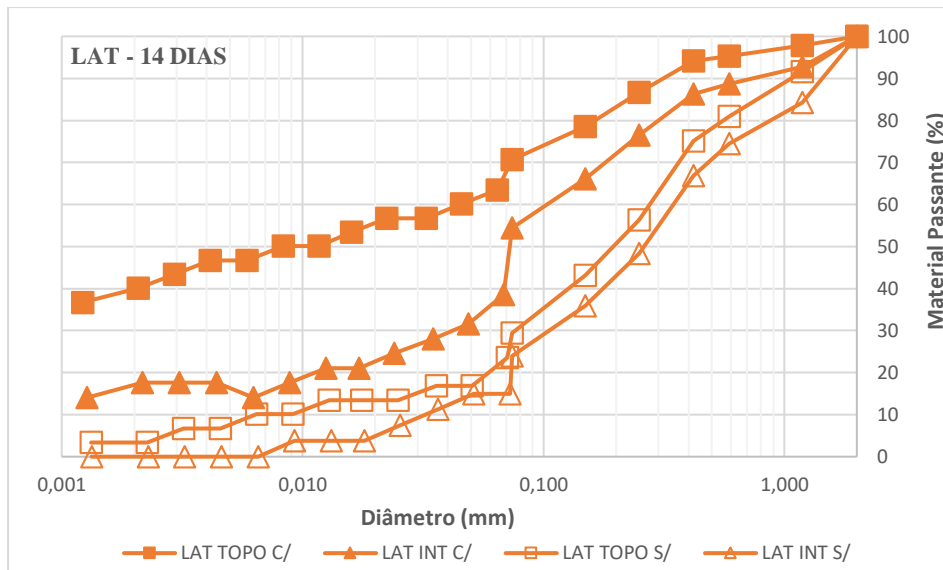


Figura 4. 86 - Granulometria dos solos do conjunto laterítico com 14 dias de interação com o concreto

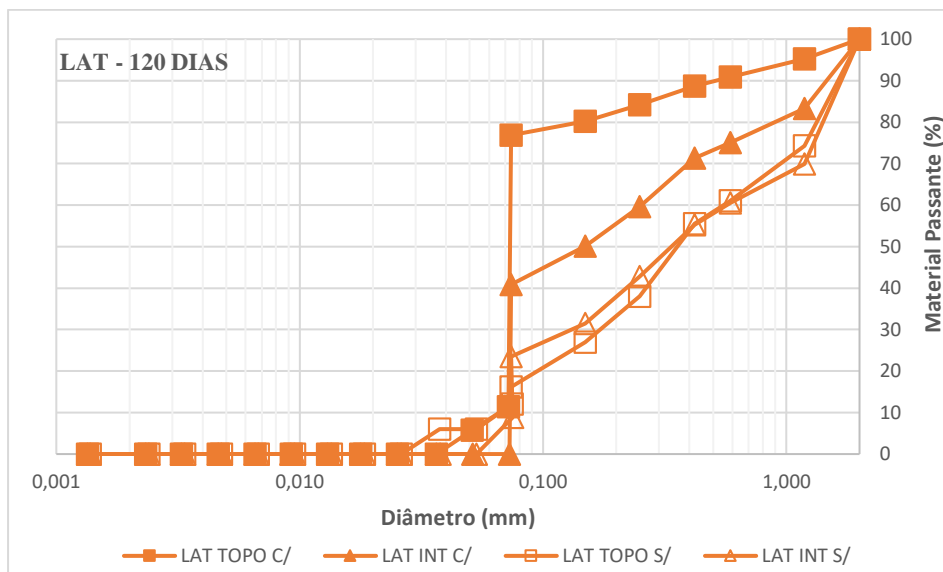


Figura 4. 87 - Granulometria dos solos do conjunto laterítico com 120 dias de interação com o concreto

Como os agregados, em especial os da interface, adquiriram maior estabilidade reduzindo a fração fina mesmo no ensaio com uso de defloculante, a diferença entre as curvas com e sem defloculante, por ser menor, aponta enganosamente para um menor teor de agregados na interface, quando na realidade o que ocorreu foi que os agregados desenvolveram maior estabilidade.



Comparando-se as duas idades, percebe-se que há tendência de textura mais grossa e/ou de agregados mais estáveis, seja na interface ou no topo do CP, quanto maior for o tempo de interação com o concreto. Tal fato pode ser visualizado na Tabela 4.15.

Tabela 4. 15 - Distribuição granulométrica dos solos nos conjuntos lateríticos

Laterítico (%)	14 Dias				120 Dias			
	Interface		Topo		Interface		Topo	
	C/	S/	C/	S/	C/	S/	C/	S/
<b>0,6&lt;areia grossa&lt;2,0</b>	11,2	25,4	4,6	18,8	24,9	39,3	9,0	38,7
<b>0,2&lt;areia média&lt;0,6</b>	17,4	32,5	12,8	31,3	20,2	23,5	8,7	28,8
<b>0,06&lt; areia fina &lt;0,2</b>	35,8	27,2	20,0	29,9	54,9	34,5	74,2	24,6
<b>0,002 &lt; Silte &lt; 0,06</b>	15,2	14,9	19,5	16,6	0,0	2,7	8,1	7,9
<b>Argila &lt; 0,002</b>	20,4	0,0	43,1	3,4	0,0	0,0	0,0	0,0

Analisando o comportamento no conjunto saprolítico, constata-se que, aos 14 dias, também se nota uma textura mais grossa nos solos da interface quando comparados aos solos do topo do CP, apesar desta diferença ser menos acentuada do que no caso do conjunto laterítico. Aponta-se, também, que esta característica se dá mais pronunciadamente nos ensaios sem defloculante. Aos 120 dias, observa-se o mesmo comportamento, exceto pela diferença ainda menor entre a textura do solo de interface e de topo no ensaio realizado com defloculante. Ressalta-se que nas duas idades estudadas observou-se a inversão das curvas com e sem defloculante para os menores diâmetros, fato atribuído à presença de ilita no solo saprolítico (Guimarães, 2002; Pérez, 2017).

Em relação à diferença entre as curvas com e sem defloculante, para ambas as idades, verifica-se que os solos da interface têm maior quantidade de pacotes de argila que os solos do topo do CP. Ou seja, enquanto nos conjuntos lateríticos o comportamento está atrelado a variação da estabilidade dos agregados, no caso do solo saprolítico a interação com o concreto tendeu a aumentar a quantidade e/ou a estabilidade dos pacotes de argila.

Comparando-se as duas idades analisadas, assim como nos conjuntos lateríticos, há uma tendência de uma textura mais grossa dos solos quanto maior for o tempo de interação com o concreto, ainda que menos evidente do que nos conjuntos lateríticos. Tal fato pode ser visualizado na Tabela 4.16.

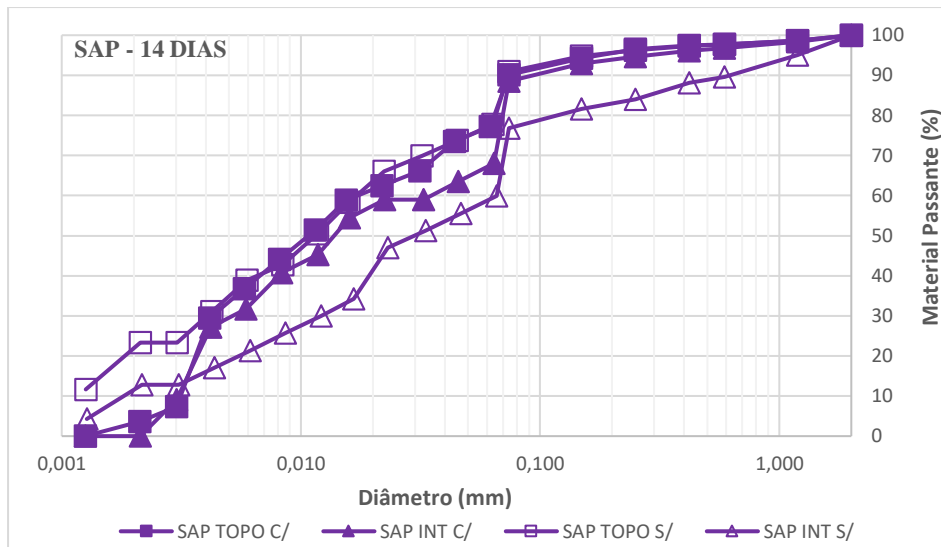


Figura 4. 88 - Granulometria dos solos do conjunto sapolítico com 14 dias de interação com o concreto

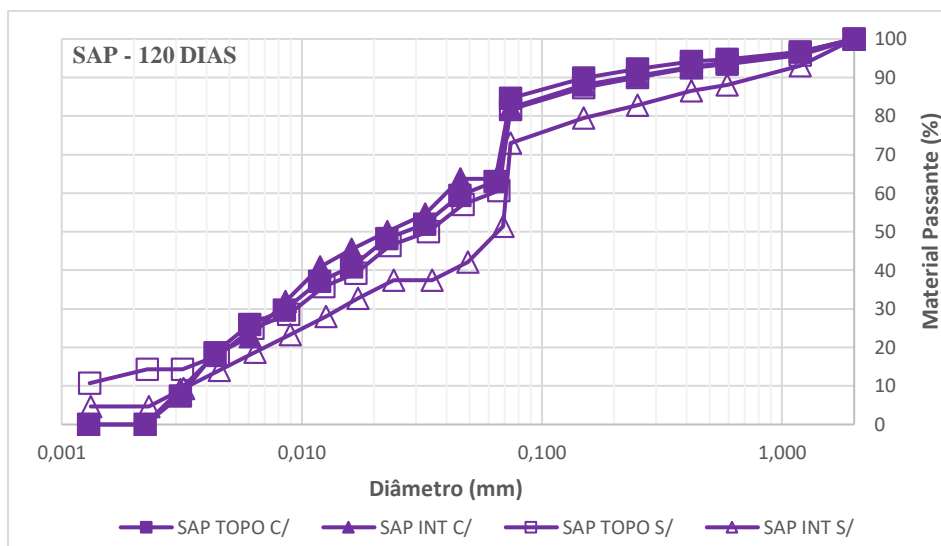


Figura 4. 89 - Granulometria dos solos do conjunto sapolítico com 120 dias de interação com o concreto

Tabela 4. 16 - Distribuição granulométrica dos solos nos conjuntos sapolíticos

Sapolítico (%)	14 Dias				120 Dias			
	Interface		Topo		Interface		Topo	
	C/	S/	C/	S/	C/	S/	C/	S/
<b>0,6 &lt; areia grossa &lt; 2,0</b>	3,2	10,3	2,2	2,3	6,1	11,8	5,3	6,6
<b>0,2 &lt; areia média &lt; 0,6</b>	3,0	6,9	2,4	2,2	4,6	7,0	3,7	4,7
<b>0,06 &lt; areia fina &lt; 0,2</b>	26,8	24,3	18,6	18,5	25,6	34,0	28,7	29,2
<b>0,002 &lt; Silte &lt; 0,06</b>	67,0	38,7	70,0	43,8	63,7	42,5	62,3	42,6
<b>Argila &lt; 0,002</b>	0,0	19,8	6,8	33,2	0,0	4,7	0,0	16,9

#### 4.4 ENSAIOS DE CAMPO

Neste item serão apresentados os resultados relativos aos ensaios de campo. Estes estão divididos em análises da umidade, pH e PCZ, condutividade e granulometria. Cabe destacar que, embora tratando-se de um solo laterítico, o material usado nesta fase do estudo não é o mesmo do usado no restante da pesquisa.

##### 4.4.1 Umidade

A Figura 4.90 ilustra os resultados obtidos para a umidade gravimétrica do solo, afastando-se os pontos de coleta horizontalmente em relação ao elemento estrutural de concreto – designado de “estaca” nesta pesquisa – que foi implantado para que se possibilitasse uma análise da interação do concreto de uma estaca com um solo laterítico. Esses resultados foram obtidos depois de 50 dias da concretagem da estaca.

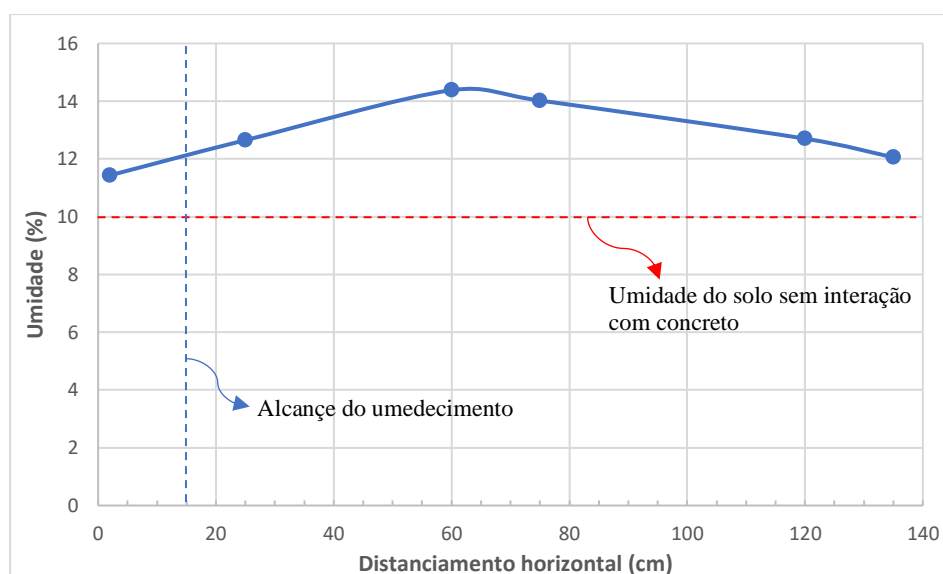


Figura 4. 90 - Umidade nos pontos afastados horizontalmente da estaca (profundida de coleta: 50 cm a 60 cm)

Percebe-se que a umidade do solo aumentou após a interação com o concreto para todas as distâncias analisadas. Este acréscimo foi gradual até os 60 cm, distância na qual a tendência nos valores de umidade passa a ser de declínio. Observa-se que o umedecimento da área sobre

a estaca não aumenta significativamente o valor de umidade do ponto a 2 cm de distância, ao menos nesta profundidade de coleta (entre 50 e 60 cm).

A Figura 4.91, por sua vez, mostra os resultados de umidade gravimétrica obtidos para alguns pontos ao longo do perfil vertical de solo, para um afastamento horizontal de 2 e 60 cm em relação à estaca. Exceto pela profundidade mais superficial (15 cm), todos os outros pontos indicam que, na idade analisada, não há alteração da umidade do solo ao longo do perfil devido à interação com o concreto da estaca. Tal fato pode ser um indicativo que, aos 50 dias, toda umidade que o solo captou por conta da concretagem já foi distribuída às áreas vizinhas. Na profundidade de 15 cm, nota-se uma umidade consideravelmente maior para o solo próximo à estaca, o que pode indicar que o processo de umedecimento, idealizado para umedecer toda a extensão da estaca, teve efeito limitado à porção mais rasa do perfil.

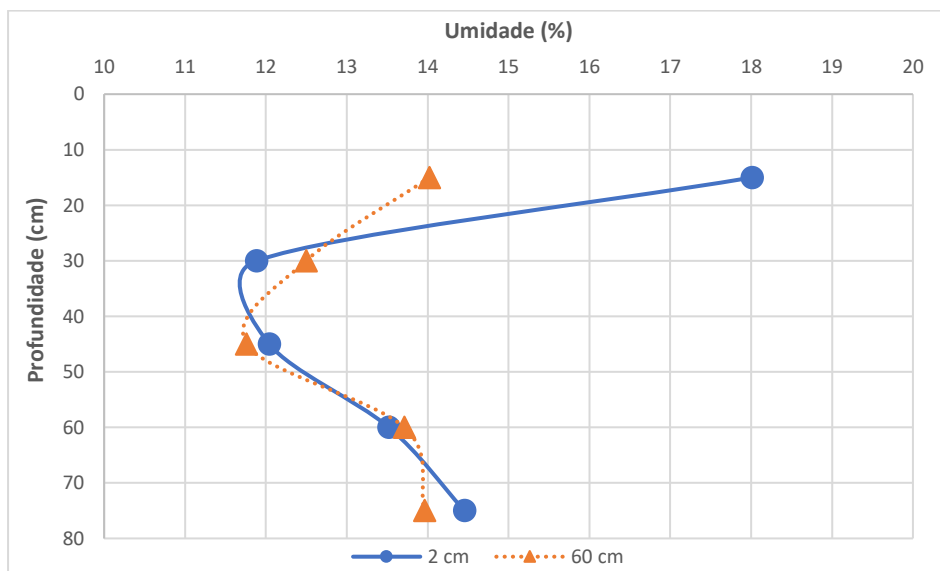


Figura 4. 91 - Umidade do solo ao longo do perfil vertical para pontos próximos (2 cm) e afastados (60 cm) da estaca após 50 dias da implantação

#### 4.4.2 pH e Ponto de carga zero (PCZ)

Os resultados de pH em água destilada e em KCl são apresentados na Figura 4.92. Nota-se que para solos advindos do mesmo poço de coleta (45 e 75 cm; 120 e 135 cm), com exceção do mais próximo à estaca (2 e 25 cm), os valores de pH não variam significativamente entre si, o que não ocorre quando se analisa os resultados entre os poços. Isso porque o pH reflete a heterogeneidade do maciço de solo, e pequenas alterações na localização da coleta são

suficientes para causar diferenças nos resultados. Nos poços mais afastados, o pH em água apresentou valores entre 7,2 e 6,4, típicos do solo laterítico em questão (Cardoso, 2002).

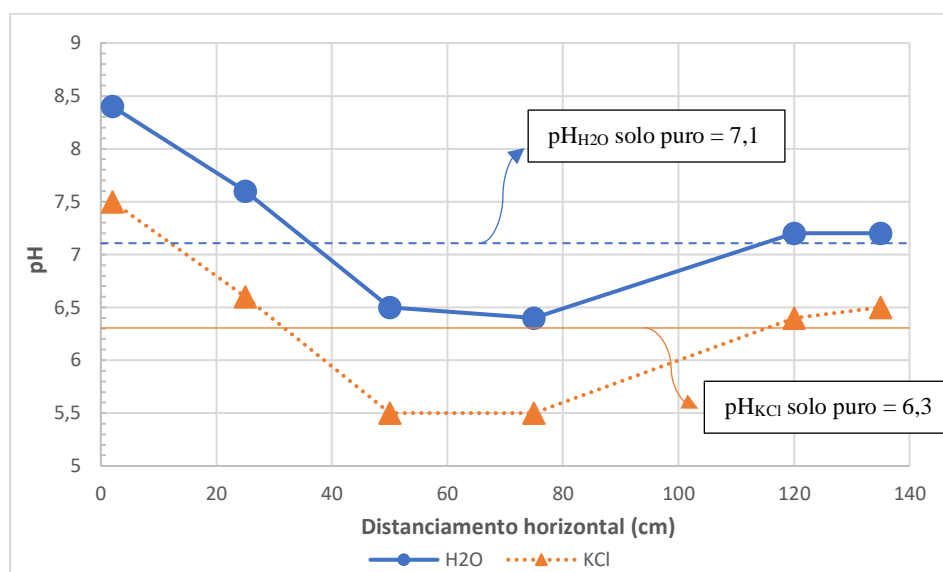


Figura 4. 92 - pH do solo, em água destilada e KCl, nos pontos afastados horizontalmente da estaca a uma profundidade entre 50 cm e 60 cm

Entretanto, observa-se que, no poço mais próximo à estaca, os valores de pH não são semelhantes entre si, sendo que a 2 cm de distância da estaca obteve-se 8,4 e, a 25 cm, 7,6. Logo, verificou-se a alcalinização do solo muito próximo ao concreto. O valor do pH do solo a 20 cm de distância indica uma alcalinização até esse afastamento também, contudo não se tecem conclusões acerca do ponto em questão por conta da heterogeneidade do solo mencionada acima e dos resultados de condutividade apresentados no item seguinte (item 4.4.3).

Analisando-se o  $\Delta\text{pH}$ , percebe-se que esta propriedade não sofre mudanças significativas. O solo antes da concretagem apresenta valor de  $\Delta\text{pH}$  igual à -0,8 e, 50 dias após a concretagem, as medidas variam entre -0,7 (135 cm) e -1,0 (25 e 50 cm). Para o ponto mais próximo ao concreto, a 2 cm, este valor é de -0,9.

Por sua vez, o PCZ do solo puro é de 5,5. Uma vez que o pH do solo puro em água destilada é 7,1, conclui-se que há excesso de cargas negativas na superfície das partículas, o que é agravado para o solo mais próximo à estaca, já que o pH ali aumenta.

### 4.4.3 Condutividade elétrica

A condutividade elétrica foi avaliada para os pontos distanciados horizontalmente da estaca e os resultados são mostrados na Figura 4.93. Seu valor no solo puro, sem interação com o concreto, é de  $27 \mu\text{S}/\text{cm}$ .

Constata-se que o solo mais próximo à estaca teve sua condutividade elétrica significativamente aumentada pela interação com o concreto, apresentando valor de  $277 \mu\text{S}/\text{cm}$ . O restante dos pontos manteve o valor de condutividade elétrica na faixa do solo puro, variando entre  $38$  ( $135 \text{ cm}$ ) e  $15 \mu\text{S}/\text{cm}$  ( $75 \text{ cm}$ ).

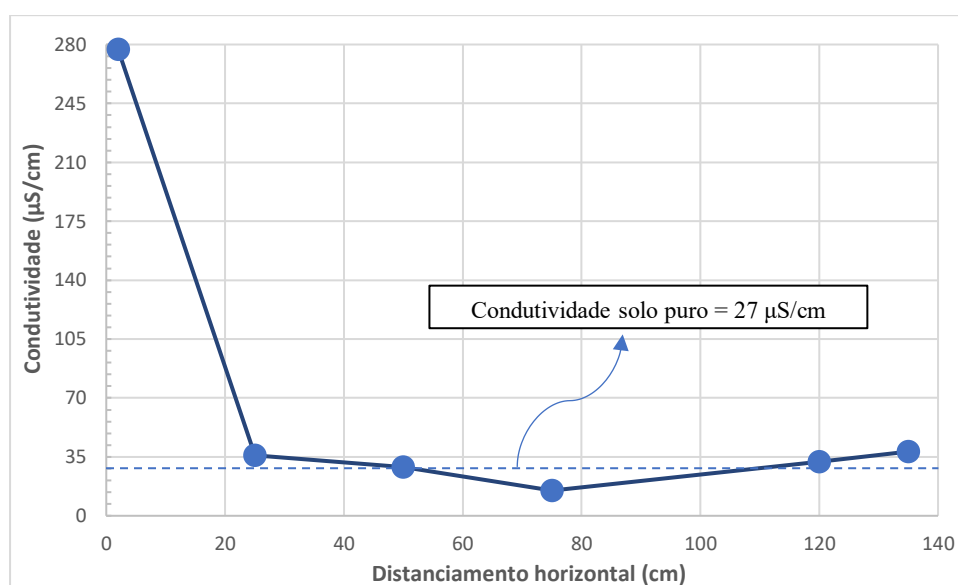


Figura 4. 93 - Condutividade elétrica nos pontos afastados horizontalmente da estaca

### 4.4.4 Granulometria

A textura do solo após a concretagem foi avaliada em dois pontos: a  $2 \text{ cm}$  e a  $60 \text{ cm}$  de distância da estaca. Na Figura 4.94, exibe-se as curvas granulométricas para tais regiões.

Como o solo em questão não contém o mineral ilita, todas as curvas granulométricas obtidas sem o uso de defloculante se apresentam abaixo das curvas obtido com seu uso, indicando a desagregação causada pelo mesmo.

Analisando-se a granulometria após a concretagem, as curvas sem defloculante para ambas as distâncias apresentam certa semelhança entre si, no entanto, observa-se que a porcentagem que passa na peneira  $\#200$  é mais significativa junto ao elemento estrutural,

apontando para um efeito desagregador gerado pela presença do concreto. Embora de modo menos marcante, comportamento semelhante é observado nas curvas com uso de defloculante.

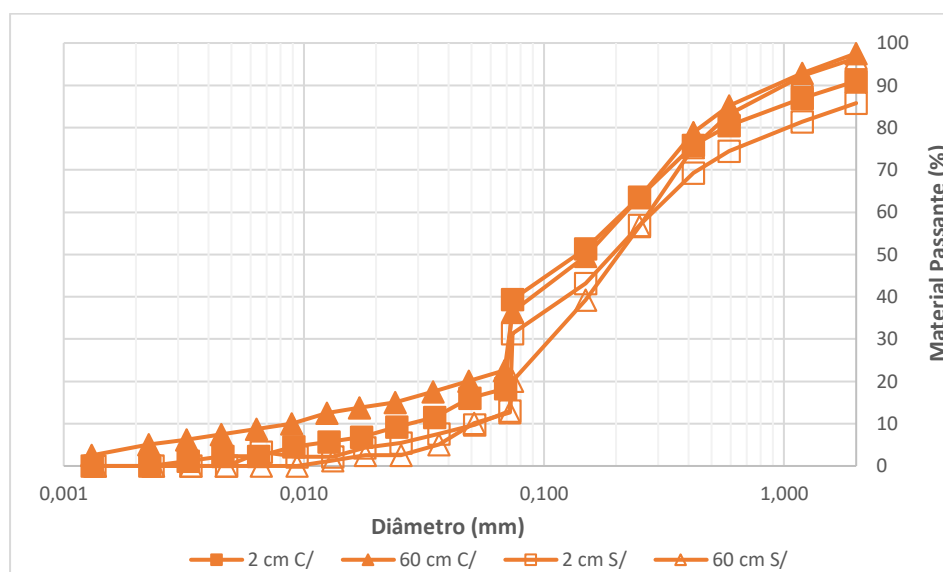


Figura 4. 94 - Curva granulométrica do solo após a concretagem, a 2 cm e a 60 cm de distância da estaca

Em relação à diferença entre as curvas com e sem defloculante, em geral, observa-se que a mesma é maior para o solo mais afastado da estaca, indicando uma maior estabilidade dos agregados no solo próximo à estaca. Tal observação pode apontar possíveis efeitos do concreto e seus produtos químicos na estabilidade das agregações dos solos lateríticos.

A Tabela 4.17 também apresenta os resultados obtidos, separando-os em frações granulométricas.

Tabela 4. 17 - Distribuição granulométrica dos solos nos ensaios de campo

Fração Granulométrica (mm)	2 cm		60 cm	
	C/	S/	C/	S/
<b>2,0 &lt; Pedregulho fino &lt; 6,0</b>	9,0	14,2	2,4	3,6
<b>0,6 &lt; areia grossa &lt; 2,0</b>	10,4	11,3	12,2	13,1
<b>0,2 &lt; areia média &lt; 0,6</b>	23,0	24,4	28,8	35,3
<b>0,06 &lt; areia fina &lt; 0,2</b>	40,3	39,0	35,1	36,9
<b>0,002 &lt; Silte &lt; 0,06</b>	17,3	11,1	14,7	11,1
<b>Argila &lt; 0,002</b>	0,0	0,0	6,8	0,0

## 5. CONCLUSÃO

Nesta dissertação, objetivando o entendimento da interação solo não saturado – estrutura de fundação, estudou-se a influência da variação da sucção em dois tipos de solo – um profundamente intemperizado (solo laterítico) e outro pouco intemperizado (solo saprolítico) – e do tempo de cura do concreto nesta interação. Analisou-se, também, as implicações desta variação na resistência ao cisalhamento da interface entre os dois materiais e quais foram as consequências de tal interação sobre propriedades físicas e químicas dos mesmos. Além disso, avaliou-se a influência da sucção mátrica atuante no concreto e da relação comprimento/diâmetro dos corpos de prova sobre a resistência à tração deste material. Finalmente, concretou-se, em campo, elementos representativos do topo de estacas a fim de se avaliar o impacto de variações da umidade na granulometria e nas propriedades químicas do solo de fundação circundante. Este capítulo traz as principais conclusões advindas deste estudo.

### 5.1 SOLO

Inicialmente, confirmou-se a caracterização dos solos utilizados nos conjuntos solo-concreto como laterítico e saprolítico por meio de ensaios físicos, químicos e mineralógicos. Em seguida, para o solo laterítico, verificou-se uma curva característica bimodal, peculiar aos solos com maior grau de intemperização e distribuição não uniforme de poros. Para o solo saprolítico, encontrou-se uma curva característica monomodal típica de solos que sofreram menos alteração e, por isso, têm textura mais bem graduada ou uniforme, conforme o caso. No presente caso, bem graduada.

Quanto à compactação do solo laterítico, obteve-se uma curva de ensaio com o ramo seco com inclinação acentuada típica deste tipo de solo e, para o solo saprolítico, uma curva com inclinação do ramo seco menos acentuada, sendo observada uma inclinação negativa para a parte inicial do ramo seco. A não secagem prévia do solo, quando comparada ao procedimento convencional com secagem, produziu, para o ambos os solos, diferenças nos ramos secos das curvas de compactação. As explicações sobre os resultados obtidos são apresentadas no Capítulo 4.



## 5.2 CONCRETO

Para o concreto estudado, verificou-se a proporcionalidade direta entre a umidade e o índice de vazios, assim como a diminuição deste último com o aumento do tempo de cura. No intervalo de umidade gravimétrica obtido considerando-se as duas levas de concreto preparadas ao longo do estudo (aproximadamente de 5% a 11%), o índice de vazios aumenta em 82,6%.

A influência da sucção mátrica na resistência à tração por compressão diametral do concreto não foi observada claramente, exceto no caso em que se levou em conta o índice de vazios dos corpos de prova. Quando isto foi feito, o coeficiente de determinação  $R^2$  da relação linear sucção-resistência passou de 21% para 55%. Nota-se, também, a tendência ao aumento da sucção atuante no concreto conforme o tempo de cura se amplia, devido ao consumo da umidade presente no CP nas reações de hidratação e a um certo fechamento dos poros devido às reações químicas e eventuais contrações.

Quanto à influência da relação comprimento/diâmetro do corpo de prova na resistência à tração do concreto, verificou-se, em geral, um maior valor de resistência médio para os CP's menores, porém estes também apresentam maior dispersão. A estimativa do módulo de elasticidade à compressão do concreto a partir dos resultados experimentais de resistência à tração por compressão diametral se mostrou eficiente para os seguintes comprimentos de CP: 5 cm, 10 cm e 20 cm. Quando considerados todos os CP's da primeira leva e todas as idades, as médias dos erros em comparação aos resultados experimentais de módulo de elasticidade foram de 36,27% (L = 2,5 cm), 18,72% (L = 5 cm), 11,01% (L = 10 cm) e 26,10% (L = 20 cm). Ressalta-se que os resultados experimentais advieram de CP's com comprimento de 20 cm ensaiados por compressão axial, portanto deve-se atentar para o fator de escala nas outras comparações. Entretanto, considerada a margem de erro obtida, concluiu-se que o módulo de elasticidade do concreto pode ser estimado a partir de ensaios de resistência à tração com CP's com relação comprimento/diâmetro de no mínimo 0,5.

A curva característica obtida para o concreto com 41 dias de cura apresenta um valor de entrada de ar de aproximadamente 100 kPa. Para o concreto com idade de 75 dias, este valor foi de 4500 kPa.

### 5.3 CONJUNTO SOLO-CONCRETO

No que concerne o conjunto solo-concreto, evidenciou-se que as sucções mátricas de ambos os materiais tendem a aumentar com o tempo. A sucção do concreto, inicialmente nula, em termos de sucção matricial propriamente dita, já era maior do que a atuante em ambos os solos aos 10 dias e manteve uma tendência de aumento até os 90 dias de interação. Quanto aos solos, as sucções matriciais iniciais eram distintas ( $\Psi = 4,2$  kPa no solo laterítico e  $\Psi = 323,7$  kPa no solo saprolítico), e lembra-se que as curvas características dos mesmos também o eram. Isto refletiu em diferenças na evolução da sucção mátrica atuante nos dois solos.

Nos conjuntos de solo laterítico, a sucção do solo sofreu aumento importante até os 60 dias, depois tendeu a aumentar de modo menos intenso. Tal fato advém da bimodalidade da curva característica deste solo mais intemperizado, que indica um aumento substancial da sucção quando se passa de condições de saturação com  $S_r = 70\%$  (condição inicial do ensaio, sucção atuante nos macroporos) até aproximadamente  $S_r = 40\%$  (grau de saturação do solo após 60 dias de interação com o concreto, sucção atuante nos microporos). Ressalta-se que a sucção mátrica dos solos dos conjuntos lateríticos se equilibrou com a do concreto aos 60 dias de interação e manteve o referido equilíbrio aos 90 dias.

Para os conjuntos de solo saprolítico, observou-se uma variação gradual da sucção mátrica atuante no solo e não foi verificado o equilíbrio entre a mesma e a sucção atuante no concreto ao longo do período de tempo analisado (90 dias). A maneira como a sucção do solo variou durante este período está ligada à monomodalidade da curva característica deste solo. Com a sucção mátrica inicial consideravelmente alta, o solo captou água do concreto no estado fresco. Subsequentemente, com o aumento da sucção no concreto conforme o tempo de cura, o solo saprolítico disponibilizou umidade ao concreto, porém a variação da sucção do solo não foi tão alta quanto a que ocorreu no solo laterítico, por conta da forma monomodal da curva característica que garante a mudança gradual na sucção.

Assim, conclui-se que a evolução da sucção mátrica na interface solo-concreto depende do tipo de solo no qual a fundação está inserida, mais especificamente da curva característica do solo de fundação e de suas condições de saturação iniciais. Estendendo estes comportamentos para o de estacas submetidas a provas de carga, infere-se que a contribuição da sucção para a interação solo-estrutura deve variar com o tempo: aproximadamente até os 60 dias para o solo laterítico estudado e mais de 90 dias para o solo saprolítico. Evidentemente, deve-se contextualizar estes resultados para uma situação de campo, onde fatores como o clima, a continuidade da matriz de solo e a geomorfologia do local devem interferir não só no

tempo, como também na própria condição de equilíbrio. Conclui-se, também, que a curva característica do concreto da fundação é função do tipo de solo em que a estrutura está inserida, uma vez que, a depender do tipo deste solo e de sua condição de saturação, a água do concreto em estado fresco e elementos químicos de sua composição podem ser captados pelo mesmo, alterando o tamanho e a distribuição dos poros do concreto, visto que se passa a interferir em suas reações químicas e na sua própria porosidade.

Quanto às propriedades mecânicas das interfaces solo-concreto estudadas, verificou-se que a coesão dos solos sem a interação com o concreto é menor do que a adesão entre estes solos e o concreto aos 10 dias: para os conjuntos lateríticos, a coesão do solo puro é de 2,1 kPa e aumenta para a adesão de 13,9 kPa no caso do conjunto solo-concreto aos 10 dias de interação. A mesma comparação para os conjuntos de solo saprolítico resulta em um aumento de 19,5 kPa para 27,9 kPa. Entretanto, para os conjuntos de ambos os solos, o ângulo de atrito não se modifica significativamente quando comparados os resultados para os solos puros e para os conjuntos aos 10 dias.

Ainda a respeito das propriedades de resistência ao cisalhamento da interface, notou-se um comportamento diferente entre os conjuntos lateríticos e saprolíticos ao longo do tempo de interação, assim como se observou na evolução da sucção dos conjuntos. Os parâmetros de resistência da interface de solo laterítico aumentam, crescentemente, até os 60 dias de interação (mesmo período em que ocorre a variação mais significativa da sucção mátrica no solo laterítico): a adesão passou de 13,9 kPa (10 dias) para 34 kPa (60 dias) e o ângulo de atrito aumentou de 17° (10 dias) para 36° (60 dias). Recordar-se que os conjuntos de solo laterítico com 90 dias de interação sofreram com um “descolamento” entre o solo e o concreto, fato que resultou em resistência mais baixa para estas interfaces. Nos conjuntos saprolíticos, não se observou uma tendência de variação tão nítida quanto à observada nos parâmetros de resistência dos conjuntos lateríticos. A adesão diminuiu a partir dos 10 dias (27,9 kPa) até os 28 dias (25,7 kPa) e, então, cresceu para o tempo de 60 dias (32,3 kPa) e tornou a diminuir aos 90 dias (28,2 kPa), ou seja, estas variações podem ser entendidas como situadas dentro da variabilidade dos resultados, sendo todas elas, no entanto, bem superiores ao resultado de coesão obtido para o solo puro. Como a variação de sucção do solo saprolítico se deu na zona de dessaturação de sua curva característica monomodal, esta foi menos intensa do que a observada nos solos lateríticos que tiveram a variação da sucção ocorrendo entre as zonas de influência dos macros e microporos (Figura 4.44). Os resultados para o ângulo de atrito do solo saprolítico mostraram dois patamares distintos, embora próximos entre si. Até os 14 dias de interação, o parâmetro apresentou valor muito semelhante ao do solo puro (entre 24° e 28°),

porém aumentou a partir dos 28 dias de interação (31°) e se manteve maior do que 30° até os 90 dias.

Posteriormente, apresentou-se as imagens obtidas com o MEV, que mostraram, no solo laterítico – mais alterado – estruturas agregadas advindas do processo de intemperismo, principalmente por atuação de óxi-hidróxidos de ferro e alumínio. No solo saprolítico – menos alterado – estas agregações deram espaço a aglomerações ou pacotes de argilominerais. Os resultados de mapeamento (*Mapping*) evidenciaram zonas de interface entre o solo e o concreto, mostrando que o procedimento adotado possibilita a definição de tais áreas. Entretanto, as análises quantitativas por meio do EDS não foram consideradas satisfatórias pois a metodologia empregada, que se baseou em análises pontuais em escala micro, não corroborou os resultados advindos de vários outros ensaios, como o de pH e o de condutividade dos solos do conjunto. Acredita-se, no entanto, que a ampliação do número de observações poderá levar, por meio de análises estatísticas, a um melhor entendimento do ocorrido, sendo provável a convergência do entendimento para os resultados obtidos nos outros ensaios.

No que tange às propriedades químicas estudadas, verificou-se a manutenção do pH em água destilada do concreto localizado próximo ao solo em um patamar entre 11,5 e 13. Para ambos os solos, o pH do solo próximo ao concreto aumenta drasticamente já aos 10 dias de interação e se mantém em um patamar entre 10,4 e 11,1 para todas as idades analisadas, devido à proximidade do concreto. Já para o solo afastado do concreto (topo), percebe-se um aumento gradual no solo laterítico, variando entre 7,4 (10 dias) a 10,6 (60 dias), e um aumento considerável já aos 10 dias para o solo saprolítico (pH = 10,2). Quanto ao pH em KCl, obteve-se o mesmo padrão de comportamento observado nos ensaios de pH com água destilada. Inferiu-se, portanto, que a velocidade com a qual ocorre a migração química é maior no solo saprolítico quando comparado ao solo laterítico. Atribuiu-se o comportamento apresentado à diferença na sucção matricial entre os dois tipos de solo, uma vez que a sucção mátrica atuante no início do ensaio no solo saprolítico era aproximadamente igual a 57 vezes a do solo laterítico. Do ponto de vista prático, como o comportamento dos solos depende de suas composições químicas, entende-se que tais migrações químicas do concreto para o solo que ocorrem ao longo do tempo podem afetar a interação solo-estrutura de fundação, fazendo com que, a depender de fatores como o tipo de solo e variações de umidade, o comportamento das fundações, e por consequência os resultados de provas de carga, sejam influenciados, no tocante a este aspecto, pelo tempo de cura.

Como o pH em água dos solos estudados era superior ao valor correspondente ao PCZ do solo como um todo, a elevação do pH do solo não passou pelo ponto de carga zero para

ocasionar a desagregação do solo laterítico nem a defloculação do saprolítico. Entretanto, uma vez que os agregados existentes nos solos lateríticos são ricos em óxi-hidróxidos de ferro e alumínio, considerou-se o PCZ destes compostos separadamente e se constatou que a alcalinização decorrente do contato com o concreto pode facilitar a desagregação do solo laterítico. Já para a condutividade elétrica dos solos dos conjuntos, os resultados obtidos mostraram um aumento significativo nos solos de interface já aos 10 dias, tanto para o laterítico (solo puro: 3  $\mu\text{S}/\text{cm}$ ; solo da interface aos 10 dias: 409  $\mu\text{S}/\text{cm}$ ) quanto para o saprolítico (solo puro: 14  $\mu\text{S}/\text{cm}$ ; solo da interface aos 10 dias: 684  $\mu\text{S}/\text{cm}$ ). Destaca-se que a condutividade também aumentou para os solos de topo afastados do concreto, porém de maneira menos intensa.

Quanto aos resultados das análises granulométricas, conclui-se que, para os solos estudados, quanto mais próximo do concreto e quanto maior foi o tempo de interação com o mesmo, mais grossa foi a textura dos solos e, além disso, maior foi a estabilidade dos agregados (solo laterítico) e dos pacotes de argila (solo saprolítico) existentes nos solos. O importante aqui é a conclusão de que a estabilidade dos agregados e pacotes de argila foram ampliadas para os solos estudados, mas poderá, eventualmente, apresentar resultados opostos a estes para outros solos ou mesmo não ser afetada. Ou seja, é importante que se avalie caso a caso e que se amplie a experiência antes de se generalizar os resultados obtidos nesta pesquisa.

#### **5.4 ENSAIOS DE CAMPO**

Embora apenas analisado um solo laterítico superficial em condições severas de variação de umidade, entende-se, a partir dos ensaios realizados para a condição de cura em campo, que a execução de um elemento estrutural de concreto *in situ* pode alterar as condições físicas e químicas do solo de fundação circundante.

Apesar de ter sido notado um aumento da umidade do solo ao redor da estaca, entre 50 cm e 60 cm de profundidade, o mesmo acréscimo não foi verificado para outras profundidades (exceto a mais superficial, influenciada pelo processo de molhagem adotado). Ou seja, concluiu-se que a umidade advinda do concreto e coletada pelo solo, 50 dias após a concretagem, já foi distribuída às áreas circunvizinhas.

Os resultados de pH apontam que a influência do concreto sobre esta propriedade do solo foi limitada aos 25 cm de distância. O pH em água do solo puro era de 7,1 e, após a interação com o concreto, foi para 8,4 (2 cm de distância da estaca) e 7,6 (25 cm de distância

da estaca). Entretanto, os resultados de condutividade elétrica mostraram um aumento, em comparação com o solo puro ( $27 \mu\text{S}/\text{cm}$ ), somente para o ponto afastado em 2 cm da estaca ( $277 \mu\text{S}/\text{cm}$ ). Portanto, conclui-se que, em se tratando do solo laterítico estudado, somente o solo mais próximo à interface com o concreto sofre alterações nas propriedades mencionadas.

Finalmente, a partir dos resultados de granulometria, conclui-se que o solo mais próximo ao elemento de concreto apresentou tendência a ser mais fino, podendo apontar para um efeito desagregador causado pelo concreto. Estes resultados se distinguem dos obtidos para o solo laterítico estudado nos conjuntos solo-concreto, no qual a estabilidade dos agregados do solo próximo ao concreto foi maior que daqueles afastados do elemento estrutural. Realça-se, então, que o impacto sobre a estabilidade estrutural do solo não pode simplesmente ser generalizado.

## 5.5 SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

A partir do estudo feito nesta dissertação, sugerem-se que os seguintes tópicos sejam abordados em pesquisas vindouras:

- Utilização de outro defloculante que não o hexametáfosfato de sódio nos solos com teor significativo de argila;
- Ensaio de porosimetria do concreto para a definição, separadamente, da micro, meso e macroporosidade;
- Submeter os conjuntos solo-concreto a condições de cura *in situ*;
- Avaliar as propriedades dos conjuntos para tempos de interação maiores;
- Analisar a envoltória de ruptura das interfaces solo-concreto para baixas tensões normais;
- Análise química quantitativa dos conjuntos através da microsonda e maior número de análises pro meio do método empregado nesta pesquisa (EDS);
- Avaliar as possíveis patologias do concreto associadas à interação com solos de diferentes acidez;
- Controle mais rígido na moldagem dos corpos de prova de concreto quanto à quantidade de agregados e distribuição de poros;
- Método para equalização da cura (umidade) ao longo do corpo de prova de concreto.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. (2010). **D 5298: Standard Test Method for Measurement of Soil Potential (Suction) Using Filter Paper**. West Conshohocken, PA, EUA, 6 p.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. (2015). **C 1699 - 09: Standard Test Method for Moisture Retention Curves of Porous Building Materials Using Pressure Plates**. West Conshohocken, PA, EUA, 4 p.
- ALMEIDA NETO, J. A. (2002). **Análise do desempenho de estacas hélice contínua e ômega – Aspectos executivos**. Dissertação de Mestrado, Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, SP, 187p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (1988). **NBR 10838: Solo - Determinação da massa específica aparente de amostras indeformadas, com emprego de balança hidrostática - Método de ensaio**. Rio de Janeiro, 4 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (1998). **NBR NM 67: Concreto – Determinação da consistência pelo abatimento de tronco do cone**. Rio de Janeiro, 8 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (2006). **NBR 12131: Estacas - Prova de carga estática - Método de ensaio**. Rio de Janeiro, 8 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (2007). **NBR 13208: Estacas – Ensaios de carregamento dinâmico**. Rio de Janeiro, 16 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (2011). **NBR 7222: Concreto e argamassa — Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos**. Rio de Janeiro, 5 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (2014). **NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento**. Rio de Janeiro, 238 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (2015). **NBR 5738: Concreto – Procedimento para moldagem e cura de corpos de prova**. Rio de Janeiro, 9 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (2015). **NBR 8953: Concreto para fins estruturais – Classificação pela massa específica, por grupos de resistência e consistência**. Rio de Janeiro, 3 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (2016). **NBR 6457: Amostras de solo - Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização**. Rio de Janeiro, 8 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (2016). **NBR 6458: Grãos de pedregulho retidos na peneira de abertura 4,8 mm - Determinação da massa específica, da massa específica aparente e da absorção de água**. Rio de Janeiro, 10 p.

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (2016). **NBR 6459: Solo - Determinação do limite de liquidez**. Rio de Janeiro, 5 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (2016). **NBR 7180: Solo — Determinação do limite de plasticidade**. Rio de Janeiro, 3 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (2016). **NBR 7181: Solo - Análise granulométrica**. Rio de Janeiro, 12 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (2016). **NBR 7185: Solo – Determinação da massa específica aparente, in situ, com emprego do frasco de areia**. Rio de Janeiro, 8 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (2017). **NBR 8522: Concreto - Determinação dos módulos estáticos de elasticidade e de deformação à compressão**. Rio de Janeiro, 20 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (2018). **NBR 5739: Concreto – Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos**. Rio de Janeiro, 9 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (2019). **NBR 6122: Projeto e execução de fundações**. Rio de Janeiro, 108 p.
- BIGARELLA, J.J.; BECKER, R.D. & PASSOS, E. (1996). **Estrutura e origem das paisagens tropicais e subtropicais**. Florianópolis, SC, Ed. UFSC, v. 2, 875 p.
- BORGES, C. R. (2010). **Comportamento hidráulico de um perfil de solo não saturado de Aparecida de Goiânia - GO**. Dissertação (Mestrado em Engenharias) - Universidade Federal de Goiás, Goiânia, GO, 272 p.
- BRANDÃO, S. L.; LIMA, S. C. (2002). pH e condutividade elétrica em solução do solo, em áreas de pinus e cerrado na Chapada em Uberlândia (MG). **Caminhos de Geografia**, v.3, n.6, p.46-56.
- CAMAPUM DE CARVALHO, J. (2017). Solo como material de construção. In: ISAIA, G. C., editor. **Materiais de construção civil e princípios de ciência e engenharia de materiais**. São Paulo, SP, ed. IBRACON.
- CAMAPUM DE CARVALHO, J.; CUNHA, R. P. (1996). Análise da Capacidade de Cargas de Fundações Assentes Sobre o Saprolito de Águas Claras - DF. In: **SEFE III**, São Paulo. SEFE III. SÃO PAULO: ABEF. v. 1. p. 123-131.
- CAMAPUM DE CARVALHO, J. & GITIRANA JR., G. F. N. (2005). Considerações sobre parâmetros de resistência de solos tropicais. In: II Simpósio sobre Solos Tropicais e Processos Erosivos no Centro-Oeste, 2005, Goiânia. **Anais do II Simpósio sobre Solos Tropicais e Processos Erosivos no Centro-Oeste**, v. 1. p. 183-191.
- CAMAPUM DE CARVALHO, J. & LEROUEIL, S. (2004). Curva característica de sucção transformada. **Solos e Rochas**, São Paulo, SP, (27)3: 231-242.



- CAMAPUM DE CARVALHO, J. *et al.* (1996). Proposta de uma nova terminologia para ensaios de sedimentação. In: **30<sup>a</sup> Reunião Anual de Pavimentação**, Salvador, BA, 2:521-531.
- CAMAPUM DE CARVALHO, J. *et al.* (2015), organizadores. **Solos não saturados no contexto geotécnico**. 1<sup>a</sup> ed. São Paulo, SP: ed. Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica. 759 p.
- CAMAPUM DE CARVALHO, J.; PEREIRA, J. H. F.; GUIMARÃES, R. C. (2002). Courbes de Retention d'eau d'un profil d'alteration. In: ***Proceedings of the Third International Conference on Unsaturated Soils***, 2002, Recife. Unsaturated Soils. Lisse: A. A. Balkema Publishers, v. 01. p. 289-294
- CARDOSO, F.B.F. (2002). **Propriedades e Comportamento Mecânico de Solos do Planalto Central Brasileiro**. Tese de Doutorado G.TD- 009A/02. Doutorado em Geotecnia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 351p.
- CARTER, M.A.; GREEN, K. M.; WILSON, M.A. & HOFF, W.D. (2003). *Measurement of water retentivity of cement mortars*. ***Advances in Cement Research***, EUA, v. 15, n. 4, p. 155-159.
- CHEN, X.; HUANG, W. & ZHOU, J. (2012). *Effect of moisture content on compressive and split tensile strength of concrete*. ***Indian Journal of Engineering & Materials Sciences***, Índia, v. 19, p. 427-435.
- CHEN, X.; ZHANG, J.; XIAO, Y.; LI, J. (2015). *Effect of roughness on shear behavior of red clay-concrete interface in large-scale direct shear tests*. ***Can. Geotech. J.***, 52 (8) , pp. 1122-1135
- CHENG, Z.; CHUNFENG, Z. & HUI, G. (2013). Elastoplastic analysis of the interface between clay and concrete incorporating the effect of the normal stress history. *Journal of Applied Mathematics*. v. 2013, ID 673057, 12p.
- CUNHA, A.C.Q. & HELENE, P.R.L. (2001). **Despassivação das armaduras de concreto por ação da carbonatação**. Boletim Técnico da Escola Politécnica da USP, BT/PCC/283, Departamento de Engenharia de Construção Civil. São Paulo, SP. 13p. + anexos.
- DE BRITO GALVÃO, T.C. & SCHULZE, D.G. (1996). *Mineralogical properties of a collapsible Lateritic soil from Minas Gerais, Brazil*. ***Soil Science Society of America Journal***, 60(6):1969-1978.
- DELGADO, A. K. C. (2007). **Estudo do Comportamento Mecânico de solos tropicais característicos do Distrito Federal para uso na Pavimentação Rodoviária**. Tese de Doutorado, G.TD-045/07, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 392p.

- DE JONG, J.T., RANDOLPH, M., & WHITE, D.J. (2003). *Interface load transfer degradation during cyclic loading: a microscale investigation*. **Soil and Foundations**, 43(4): 81–93.
- DI DONNA, A.; FERRARI, A.; LALOU, L. (2015). *Experimental investigations of the soil–concrete interface: physical mechanisms, cyclic mobilization, and behaviour at different temperatures*. **Canadian Geotechnical Journal**, Canadá, v. 53, n. 4, p.659-672.
- EMBRAPA (1999). **Sistema Brasileiro de Classificação de Solos**. EMBRAPA - Solos (Rio de Janeiro), Brasília, DF, 412 p.
- EMBRAPA (2018). **Manual de métodos de análise de solo**. TEIXEIRA, P. C. *et al.*, editores técnicos. 3ª edição revisada e ampliada. Brasília, DF. 963 p.
- FARIAS, W.M. (2012). **Processos Evolutivos de Intemperismo Químico e sua Ação no Comportamento Hidromecânico de Solos do Planalto Central**. Tese de doutorado. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, DF, 263 p.
- FERREIRA SENAHA, S.C. (2019). **A Quartilização em Perfis de Intemperismo Tropical**. Dissertação de Mestrado. Publicação G.DM-332/2019, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 159 p.
- FREDLUND, D. G.; RAHARDJO, H. (1993). *Soil mechanics for unsaturated soils*. 1ª edição. *New York*: Wiley & Sons, 517 p.
- FREDLUND, D.G., MORGENSTERN, N. R. & WIDGER, R.A. (1978). *The shear strength of unsaturated soils*. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 15, n. 3, p. 313-321.
- FRITZ, B, & TARDY, Y (1976) *Prediction of mineralogical sequences in tropical soils by theoretical dissolution model*. **1<sup>st</sup> International Congress on Water-Rock Interaction**, Praga, 409-416.
- GUIMARÃES, R. C. & CAMAPUM DE CARVALHO, J. (2003). Influência do umedecimento prévio na compactação e resistência de solos lateríticos do Distrito Federal. In: 12a Reunião Anual de Pavimentação Urbana, 2003, Aracajú - SE. **Anais em CD-ROM**. v. 1. p. 1-12.
- GUIMARÃES, R.C. (2002). **Análise das Propriedades e Comportamento de um Perfil de Solo Laterítico aplicada ao Estudo do Desempenho de Estacas Escavadas**. Dissertação de Mestrado. Publicação G.DM – 091A/02. Mestrado em Geotecnia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 200 p.
- HEAD, K. H. & EPPS, R. (2011). *Manual of soil laboratory testing*. 3ª edição revisada. Caithness, Scotland Boca Raton, FL: Whittles Pub. CRC Press distribuidor, 512 p.
- HENDRICKX, R.; ROELS, S.; BALEN, K.V. (2010). *Measuring the water capacity and transfer properties of fresh mortar*. **Cement and Concrete Research**, New York, v. 40, p.1650 -1655.

- JOLIVET, J.P.; CHANÉAC, C. & TRONC, E. (2004). *Iron oxide chemistry. From molecular clusters to extended solid networks*. **Chem. Commun.**, n. 5, p.481-487.
- KENG, J.C.W. & UEHARA, G. (1974). *Chemistry, mineralogy and taxonomy of Oxisols and Ultisols*. **Proceedings Soil and Crop Science Society of Florida**, 33: 119-126.
- KRAUSKOPF, K. B. & BIRD, D. K (1995). **Introdução à geoquímica**. 3ª edição ilustrada. New York: McGraw-Hill. 647 p.
- LI, G. (2004). *The effect of moisture content on the tensile strength properties of concrete*. Dissertação de mestrado. University of Florida, FL, EUA, 94 p.
- LIMA, M.R.C. (2018). **Estudo de Técnicas Alternativas para Monitoramento Ótico de Tensões, Deformações e Temperatura em Obras de Engenharia**. Tese de Doutorado, Publicação G.TD – 145/18, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 169p.
- MARTINS, E.S. (2000) **Petrografia, Mineralogia e Geomorfologia de Rególitos Lateríticos do Distrito Federal**. Tese de Doutorado, Instituto de Geociências, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 196 p.
- MASCARENHA, M.M.A. (2003). **Influência do Recarregamento e da Sucção na Capacidade de Carga de Estacas Escavadas em Solos Porosos Colapsíveis**. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-098A/03, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 141 p.
- MASON, B. & MOORE, C. (1982) *Principles of Geochemistry*. 4ª edição. New York: Wiley, 344 p.
- MASSOCCO, N. S. (2017). **Determinação dos parâmetros geotécnicos de solos residuais com ênfase na mecânica dos solos não saturados**. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, SC, 238 p.
- MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. **Concreto Microestrutura, Propriedade e Materiais** – 3ª edição. São Paulo, SP: ed. IBRACON. 674 p.
- MELFI, A.J. & PEDRO, G. (1977) Estudo geoquímico dos solos e formações do Brasil, Parte. 1 - Caracterização e repartição dos principais tipos de evolução pedogeoquímica. **Rev. Bras. Geoc.**, 7(4):271-286.
- MELFI, A.J. & PEDRO, G. (1978) Estudo geoquímico dos solos e formações do Brasil, Parte. 2 - Considerações sobre os mecanismos geoquímicos envolvidos na alteração superficial e sua repartição no Brasil. **Rev. Bras. Geoc.**, 8(1):11-22.
- MILLER, G. & HAMID, T. (2007). *Interface Direct Shear Testing of Unsaturated Soil*, **Geotechnical Testing Journal**, v. 30, n. 3, p. 182-191.
- NEVILLE, A. M. (1997). **Propriedades do Concreto**. 2ª edição. São Paulo, SP: PINI, 828 p.

- NOGAMI, J.S. & VILLIBOR, D.F. (1995). **Pavimentação de Baixo Custo em Solos Lateríticos**. 1ª edição. São Paulo, SP: Ed. Vilibor, 240p.
- OLIVEIRA, J. C. de (2007). **Indicadores de Potencialidades e Desempenho de Agregados Reciclados de Resíduos Sólidos da Construção Civil em Pavimentos Flexíveis**. Tese de Doutorado, Publicação G.TD-049/07, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 167 p.
- ORLANDO, P. D. G. (2015). **Avaliação experimental da interação solo coesivo-fita polimérica sob condições de teor de umidade variáveis**. Dissertação de mestrado. Departamento de engenharia de estruturas e geotécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, SP, 213 p.
- PALMEIRA, E. M. (2009). *Soil-geosynthetic interaction: modelling and analysis*. **Geotextiles and Geomembranes**, v. 27, p.368-390.
- PAP, M.; MAHLER, A.; NEHME, S. G. (2018). *Measurement of water retention curve for different concrete mixtures*. In: **International Conference on Unsaturated Soil, 7th**, Hong Kong.
- PASTORE, E.L. (1995). *Weathering profiles*. **10<sup>th</sup> Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Proceedings**, Guadalajara, México, 1:353-364.
- PEDERSEN R., OLSON R., & RAUCH, A. (2003) "*Shear and Interface Strength of Clay at Very Low Effective Stress*" **Geotechnical Testing Journal**. 26, no. 1: 71-78.
- PÉREZ, A.C. (2018). **Influência de insumos agrícolas em propriedades físicas de solos tropicais**. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 103 p.
- PEREZ, E. N. P. (1997). **O uso da teoria da elasticidade na determinação do módulo de Young do solo adjacente a estacas carregadas verticalmente na argila porosa de Brasília**. Dissertação de mestrado, Publicação G.DM-049A/97, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 146 p.
- PIEROZAN, R. C. (2018). **Estudo da resistência de interface de tiras metálicas e poliméricas em diferentes solos**. Tese de doutorado, Publicação G.TD-146/18, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 287p.
- POTYONDY, J. G. (1961). *Skin Friction between Various Soils and Construction Materials*.  **Géotechnique**, França, v. 11, n. 4, p.339-353.
- POWERS, T. C. (1968). **The Properties of Fresh Concrete**. 1ª ed. New York: Wiley, 664 p.
- PRADO, R. M. (2003). A calagem e as propriedades físicas de solos tropicais: revisão de literatura. **Revista Biociências**, Taubaté, SP, Brasil, v. 9, n. 3, p. 7-16.

- QUEZADO, L. (1993). **Proposição de um modelo físico para estudo da interação solo-estrutura em fundações profundas**. Dissertação de mestrado, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 101 p.
- REIS, J. H. C. (2006). **Modelo de atrito estático em interfaces de contato entre concreto e areia**. Tese de doutorado, Geotécnica, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, 166p.
- REZENDE, L.R. (2003). **Estudo do Comportamento de Materiais Alternativos utilizados em Estruturas de Pavimentos Flexíveis**. Tese de Doutorado, Publicação G.TD 014A/03, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 360p.
- RIBEIRO, G.W. (1999). **Estudo da Influência da Saturação na Interação Solo de Fundação/Estaca de Solo-Cimento**. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 126 p.
- ROHM, S.A. & VILAR, O.M. (1995). *Shear strength of an unsaturated sandy soil. Unsaturated Soils, ed. Alonso and Delage., Proc. 1st Int. Conf. on Unsaturated Soils, Paris, Balkema, Vol. 1, pp. 189-193.*
- SALOMÃO, M. C. F. (2016). **Estudo da estrutura das argamassas de revestimento e sua influência nas propriedades de transporte de água**. Tese de doutorado em Estruturas e Construção Civil, Publicação E.DT-06A/16, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 248p.
- SANTOS, R.O.G.; SANTOS, T.L.; GITIRANA JR., G.F.N. & SILVA, P.A.D. (2015). Estudo Comparativo de Curvas Características de Areias Obtidas por Métodos de Previsão e Medição Direta. VIII Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, **Anais**, Fortaleza – CE.
- SKINNER, A.E. (1969). *A note on the influence of interparticle friction on the shearing strength of a random assembly of spherical particles. Géotechnique* 19: 105-157.
- SHAKIR, R.R., and ZHU, J. (2009). *Behavior of compacted clay-concrete interface. Frontiers of Architecture and Civil Engineering in China*, 3(1): 85–92.
- SRIDHARAN, A.; RAO, A.S. & MAKAN, S. (1983). *Shear strength behavior of expansive clays. Proc. 7th Asian Conf. Soil Mech. and Found. Engr.*, Haifa, Vol. 1 : 80-83.
- TAHA, A., FALL, M. (2013). *Shear Behavior of Sensitive Marine Clay-Concrete Interfaces. J. Geotech. Geoenviron. Eng.* 139(4):644-650.
- TSUBAKIHARA, Y.; KISHIDA, H.; NISHIYAMA, T. (1993). *Friction Between Cohesive Soils and Steel. Soils and Foundations*, Japão, v. 33, n. 2, p.145-156.

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. (2010). **Fundações: critérios de projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais e fundações profundas**. São Paulo, SP: Oficina de Textos, 584 p.

VILASBOAS, J. M. L.; MACHADO, S. L.; PINTO, S. A. (2016). Utilização do método do papel-filtro para determinação de curvas de retenção de água em argamassas e concretos. **Revista Ibracon de Estruturas e Materiais**, São Paulo, v. 9, n. 4, p.525-533.