

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
ESCOLA DE ENGENHARIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL**

Maurício Pertile

**ENSAIOS GEOMECÂNICOS EM SOLO RESIDUAL DO
MUNICÍPIO DE BENTO GONÇALVES**

Porto Alegre
Dezembro 2017

MAURICIO PERTILE

**ENSAIOS GEOMECÂNICOS EM SOLO RESIDUAL DO
MUNICÍPIO DE BENTO GONÇALVES**

Trabalho de Diplomação apresentado ao Departamento de Engenharia Civil da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos para obtenção do título de Engenheiro Civil

Orientador: Luiz Antônio Bressani

Porto Alegre
Dezembro 2017

MAURICIO PERTILE

**ENSAIOS GEOMECÂNICOS EM SOLO RESIDUAL DO
MUNICÍPIO DE BENTO GONÇALVES**

Este Trabalho de Diplomação foi julgado adequado como pré-requisito para a obtenção do título de ENGENHEIRO CIVIL e aprovado em sua forma final pelo Professor Orientador da atividade Trabalho de Diplomação Engenharia Civil II da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, dezembro de 2017

Prof. Luiz Antônio Bressani
Ph.D. pelo Imperial College, University of London
Orientador

Prof. Wai Ying Yuk Gehling
D.Sc. pela Universidade Politécnic da Catalunya
Relatora

BANCA EXAMINADORA

Prof. Luiz Antônio Bressani (UFRGS)
Ph.D. pelo Imperial College, University of London

Prof. Wai Ying Yuk Gehling (UFRGS)
D.Sc. pela Universidade Politécnic da Catalunya

Prof. Cleber de Freitas Floriano (PUC-RS)
M.Sc. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Dedico este trabalho a meus pais, Ildo e Marilene, que sempre foram meu maior apoio, meu porto-seguro.

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente ao professor Luiz Antônio Bressani, orientador deste trabalho, pela confiança em mim depositada. Muito obrigado pelo auxílio, ensinamentos, disponibilidade e paciência oferecidos.

O meu reconhecimento e agradecimento também à Professora Wai Ying Yuk Gehling que além de ter sido a professora no meu primeiro contato com a Geotecnia, foi uma grande motivadora para que eu seguisse na área.

Ao responsável pelo laboratório LageoTEC, Jair Silva, muito obrigado por todos os ensinamentos, paciência e auxílio durante a etapa laboratorial do presente trabalho.

Agradeço a Universidade Federal do Rio Grande do Sul, pela estrutura ofertada e por seu corpo docente e técnico que possibilitam a formação contínua de profissionais referências no mercado e que me propiciou terminar o curso de Engenharia Civil e realizar um intercâmbio para obtenção de um duplo-diploma na França.

Um agradecimento especial aos meus pais, Marilene e Ildo, que foram, sem dúvidas, os maiores apoiadores das minhas decisões e que sempre estavam lá para que eu pudesse compartilhar os bons momentos e ganhar conforto nos ruins.

Aos meus amigos, familiares e colegas – em especial a Diana Pertile de Toni, Vitor Tomedi Poletto, João Soliman Junior, Rodrigo Valduga Milani, Juliana Koltermann da Silva, Gabriela Correa Duarte – muito obrigado pelo companheirismo.

Por fim, agradeço a Deus pela possibilidade de concluir mais um sonho na minha vida.

Dans la vie on ne fait pas ce que l'on veut mais on est
responsable de ce que l'on est.

Jean-Paul Sartre

RESUMO

Este trabalho versa sobre a caracterização e estudo do comportamento geomecânico de um solo encontrado na região do Vale dos Vinhedos no município de Bento Gonçalves para que seus parâmetros sejam aplicados em futuros projetos da cidade, que apresenta uma dinâmica geológico-geotécnica particular e uma distribuição populacional geograficamente restrita. Foi realizado um estudo bibliográfico sobre a origem e a composição do substrato do município com particularização para um local pré-definido seguido da realização de ensaios laboratoriais de caracterização geotécnica, cisalhamento direto e adensamento. A cidade se encontra sobre espessuras consideráveis de rochas vulcânicas, como os basaltos e riodacitos, sobrepostos a arenitos de origem geológica mais antiga. Os ensaios de caracterização no local de coleta revelaram um material bastante alterado, com composição granulométrica majoritariamente fina e elevados limites de liquidez e plasticidade e com um índice de plasticidade de 26%. Os ensaios geomecânicos permitiram identificar a presença de uma estrutura entre grãos que interfere no comportamento geomecânico do solo quando submetido a carregamentos na condição indeformada, fazendo com que ele apresente ruptura frágil ao cisalhamento e baixas deformações verticais até que essa estrutura seja modificada sob altas tensões. Os parâmetros de resistência ao cisalhamento na condição natural foram coesão de 41kPa e $\phi' = 21^\circ$ e, à medida que um processo de secagem foi realizado, identificou-se uma forte influência da sucção na resistência ao cisalhamento apresentada pelo solo, revelada através de uma variação dos parâmetros de coesão e ângulo de atrito interno. Como é usual, a coesão aumentou nestes casos (atingindo valores da ordem de 70-80kPa), mas o ângulo de atrito também teve uma modificação expressiva, reduzindo-se em um primeiro momento para 14° e aumentando para 28° com uma redução maior do grau de saturação.

Palavras-chave: solo residual, riodacito, estrutura, ângulo de atrito, coesão.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Encosta íngreme ocupada de forma irregular	17
Figura 2 – Declividades no município de Bento Gonçalves	18
Figura 3 – Declividades no perímetro urbano de Bento Gonçalves	18
Figura 4 – Local de estudo	21
Figura 5 – Diagrama do trabalho	22
Figura 6 – Vulcanismo básico e ácido da Formação Serra Geral no RS	25
Figura 7 – Representação de perfil de intemperismo	29
Figura 8 – Fases de uma amostra de solo	32
Figura 9 – Diferentes escalas granulométricas	33
Figura 10 – Limites de Atterberg	40
Figura 11 – Método de Casagrande	46
Figura 12 – Método de Pacheco Silva	46
Figura 13 – Diagrama trilinear textural	50
Figura 14 – Carta de Plasticidade	52
Figura 15 – Ponto de coleta	54
Figura 16 – Bancada para coleta	55
Figura 17 – Coleta de amostra indeformada	55
Figura 18 – Amostra coletada	56
Figura 19 – Proteção da amostra	56
Figura 20 – Granulometria – Peneiramento	57
Figura 21 – Granulometria - Sedimentação	57
Figura 22 – Ensaio de Limite de Plasticidade	58
Figura 23 – Ensaio de Limite de Liquidez	58
Figura 24 – Prensa para Ensaio de Cisalhamento Direto	59
Figura 25 – Sensores de deslocamento	59
Figura 26 – Corpo de prova antes do ensaio 50kPa natural	60
Figura 27 – Corpo de prova seco após ensaio 50kPa natural	60
Figura 28 – Secagem ao ar das amostras	61
Figura 29 – Prensas para Ensaio de Adensamento	63
Figura 30 – Ensaio de Adensamento na condição de umidade natural	63
Figura 31 – Corpos de prova amostras indeformadas	64
Figura 32 – Corpo de prova remoldado $e=2,13$	65
Figura 33 – Corpo de prova remoldado $e=1,78$	65

Figura 34 – Curva granulométrica do solo com defloculante	66
Figura 35 – Corpo de prova úmido após ensaio 50kPa inundado	69
Figura 36 – Corpo de prova seco após ensaio 50kPa inundado	69
Figura 37 – Envoltória de Resistência ao Cisalhamento de Pico – condição inundada ...	69
Figura 38 – Deslocamento Vertical x Tempo – condição inundada	70
Figura 39 – Tensão Cisalhante x Deslocamento Horizontal – condição inundada	70
Figura 40 – Deslocamento Vertical x Deslocamento Horizontal – condição inundada....	71
Figura 41 – Envoltória de Resistência ao Cisalhamento de Pico – umidades próximas do LP...	72
Figura 42 – Deslocamento Vertical x Tempo – umidades próximas do LP.....	73
Figura 43 – Tensão Cisalhante x Deslocamento Horizontal – umidades próximas do LP.....	74
Figura 44 –Deslocamento Vertical x Deslocamento Horizontal – umidades próximas do LP....	74
Figura 45 – Tensão Cisalhante x Deslocamento Horizontal – umidades abaixo do LP...	76
Figura 46 – Deslocamento Vertical x Deslocamento Horizontal – umidades abaixo do LP	76
Figura 47 – Envoltória de Resistência ao Cisalhamento de Pico – todos ensaios.....	77
Figura 48 – Curva e x $\log \sigma_v$ - Amostras indeformadas	79
Figura 49 – Curva e x $\log \sigma_v$ - Amostras remoldadas	79
Figura 50– Curva e x σ_v	82
Figura 51 – Redução do Índice de Vazios – condição inundada – escala log.....	83
Figura 52 – Coeficiente de adensamento	84

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 – Uniformidade do solo	34
Quadro 2 – Valores típicos de densidade real de minerais	36
Quadro 3 – Classificação da porosidade nos solos	38
Quadro 4 – Classificação do grau de saturação	39
Quadro 5 – Grau de compactação das areais	39
Quadro 6 – Classificação do índice de plasticidade	41
Quadro 7 – Grau de atividade das argilas	42
Quadro 8 – Índice de consistência das argilas	42
Quadro 9 – Classes da estrutura	44
Quadro 10 – Classificação do solo	68

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Composição Granulométrica – Escala ABNT	67
Tabela 2 – Peso específico dos grãos e Limites de Atterberg	67
Tabela 3 – Índices Físicos – condição inundada	68
Tabela 4 – Índices Físicos dos Ensaios de Cisalhamento – umidades próximas do LP...	72
Tabela 5 – Parâmetros de resistência dos ensaios de cisalhamento direto.....	73
Tabela 6 – Índices Físicos dos Ensaios de Cisalhamento – umidades abaixo do LP.....	75
Tabela 7 – Parâmetros de resistência dos ensaios de cisalhamento direto.....	77
Tabela 8 – Índices Físicos dos Ensaios de Adensamento	78
Tabela 9 – Índices de compressibilidade dos corpos de prova.....	80
Tabela 10 – Tensão de pré-adensamento virtual dos corpos de prova.....	81
Tabela 11 – Coeficiente de adensamento	84

LISTA DE SIGLAS

AASHTO – *American Association of State Highway and Transportation Officials*

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

FAURGS – Fundação de Apoio da Universidade Federal do Rio Grande do Sul

HRB – *Highway Research Board*

IAEG – *International Association for Engineering Geology and the Environment*

IBGE – Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística

IPURB – Instituto de Pesquisa e Planejamento Urbano

NBR – Norma Brasileira

SUCS – Sistema Unificado de Classificação dos Solos

UFRGS – Universidade Federal do Rio Grande do Sul

UTM – Universal Transversa de Mercator

LISTA DE SÍMBOLOS

D_{10} – diâmetro da peneira para 10% de amostra passante (diâmetro efetivo) [mm]

D_{30} – diâmetro da peneira para 30% de amostra passante [mm]

D_{60} – diâmetro da peneira para 60% de amostra passante [mm]

C_u – coeficiente de não uniformidade [-]

C_{curv} – coeficiente de curvatura [-]

γ – peso específico natural (ou total) [kN/m³]

γ_s – peso específico dos sólidos (ou dos grãos) [kN/m³]

γ_d – peso específico aparente seco [kN/m³]

γ_{sat} – peso específico saturado [kN/m³]

W – peso total [kN]

W_s – peso de partículas sólidas [kN]

W_w – peso de água [kN]

V – volume total [m³]

V_s – volume de partículas sólidas [m³]

V_v – volume de vazios [m³]

G – densidade real dos grãos [-]

n – porosidade [%]

e – índice de vazios [-]

ω – teor de umidade [%]

S – grau de saturação [-]

GC – grau de compactação [-]

e_{\max} – índice de vazios máximo [-]

e_{\min} – índice de vazios mínimo [-]

e_{nat} – índice de vazios no estado natural [-]

LC – limite de contração [%]

LL – limite de liquidez [%]

LP – limite de plasticidade [%]

IP – índice de plasticidade [%]

IA – índice de atividade das argilas [-]

C – fração de argila [%]

IC – índice de consistência [-]

τ – tensão cisalhante [kN/m²]

c' – intercepto coesivo [kN/m²]

ϕ' – ângulo de atrito interno [°]

σ – tensão total normal no plano de ruptura [kN/m²]

σ' – tensão efetiva normal no plano de ruptura [kN/m²]

σ'_{vm} – tensão de pré-adensamento (virtual) [kN/m²]

σ'_v – tensão efetiva vertical [kN/m²]

C_c – índice de compressão [-]

C_r – índice de recompressão [-]

C_s – índice de expansão [-]

c_v – coeficiente de adensamento [cm^2/s]

$H_{d,50}$ – distância de drenagem em 50% de adensamento [cm^2]

t_{50} – tempo para 50% do adensamento primário [s]

t_{90} – tempo para 90% do adensamento primário [s]

p – pressão aplicada [kN/m^2]

IG – índice de grupo [-]

F – solo que passa na peneira de 0,075mm (em número inteiro) [%]

v – velocidade de queda das partículas [m/s]

μ – viscosidade do fluido [$\text{kN}\cdot\text{s}/\text{m}$]

D – diâmetro das partículas [m]

R^2 – coeficiente de determinação [-]

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	17
2 DIRETRIZES DA PESQUISA	20
2.1 QUESTÃO DE PESQUISA	20
2.2 OBJETIVOS DA PESQUISA	20
2.2.1 Objetivo principal	20
2.2.2 Objetivos secundários	20
2.3 PREMISSE	21
2.4 DELIMITAÇÕES	21
2.5 LIMITAÇÕES	21
2.6 DELINEAMENTO	22
3 CLASSIFICAÇÃO GENÉTICA	24
3.1 CLASSIFICAÇÃO GEOLÓGICA	24
3.2 CLASSIFICAÇÃO PEDOLÓGICA	26
3.2.1 Perfil de solo...	28
3.2.2 Solos residuais	29
3.2.3 Solos transportados	30
4 PROPRIEDADES FÍSICAS	32
4.1 GRANULOMETRIA	32
4.1.1 Diâmetro efetivo	34
4.1.2 Coeficiente de não-uniformidade	34
4.1.3 Coeficiente de curvatura	34
4.2 PESO ESPECÍFICO	35
4.2.1 Densidade real dos grãos	36
4.3 POROSIDADE E ÍNDICE DE VAZIOS	37
4.4 UMIDADE E SATURAÇÃO	38
4.5 COMPACIDADE	39
4.6 PLASTICIDADE	40
4.7 ATIVIDADE DAS ARGILAS	41
4.8 CONSISTÊNCIA	42
4.9 ESTRUTURA	43
4.10 RESISTÊNCIA	44
4.11 ADENSAMENTO	45
4.11.1 Tensão de pré-adensamento	46

4.11.2 Índices de compressibilidade	47
4.11.3 Coeficiente de adensamento vertical	47
4.12 COR	48
5 CLASSIFICAÇÕES GEOTÉCNICAS	50
5.1 CLASSIFICAÇÃO TEXTURAL	50
5.2 SISTEMA UNIFICADO DE CLASSIFICAÇÃO DE SOLOS	51
5.3 CLASSIFICAÇÃO DO HIGHWAY RESEARCH BOARD	53
6 METODOLOGIA DE PROJETO	54
6.1 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO	56
6.2 ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO	59
6.2.1 Condição inundada	60
6.2.2 Umidades próximas do LP	60
6.2.3 Umidades abaixo do LP	62
6.3 ENSAIOS DE ADENSAMENTO	62
6.3.1 Amostras indeformadas	64
6.3.2 Amostras remoldadas	64
7 ANÁLISE DE RESULTADOS	66
7.1 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO	66
7.2 ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO	68
7.2.1 Ensaios realizados na condição inundada	68
7.2.2 Ensaios realizados com umidades próximas do LP	71
7.2.3 Ensaios realizados com umidades abaixo do LP	75
7.3 ENSAIOS DE ADENSAMENTO	78
8 CONCLUSÕES	85
REFERÊNCIAS	87
ANEXO I – Tabela de Classificação de Solos HBR	90

1 INTRODUÇÃO

Em 1870, à região conhecida como Cruzinha, foi conferido o nome de Colônia de Dona Isabel pelo então Presidente da Província de São Pedro do Rio Grande do Sul. Após as demarcações de linhas e lotes realizada por engenheiros, agrimensores e funcionários da administração provincial, a região que viria a se tornar a atual cidade de Bento Gonçalves, começou sua ocupação com a chegada de imigrantes a partir de 1875 (TORRES; CAPRARA, 2011). Se nessa época o fenômeno migratório se deu por questões de ordem política, econômica e social dos povos europeus, nos dias atuais a cidade permanece como um polo de atração migratória da região em grande parte por seu potencial turístico e destaque nos setores moveleiro e vitivinícola a nível nacional, mas também devido aos seus elevados índices de renda per capita, empregabilidade e longevidade.

Entretanto, com uma geomorfologia que impõe limitações ao crescimento e desenvolvimento urbano, esse fenômeno migratório implica em uma ocupação desordenada e, muitas vezes irregular, das áreas de preservação e encostas que compõe o município com construções em áreas de risco, como pode ser visto na figura 1.

Figura 1 – Encosta íngreme ocupada de forma irregular



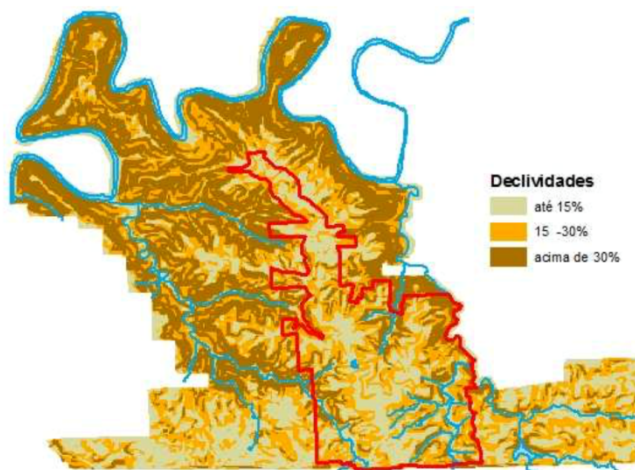
(fonte: foto do autor)

Tanto o espaço físico como a mobilidade são dois dos principais gargalos ao crescimento do município, especialmente devido às suas condições topográficas e ao substrato geológico em parte desfavorável, que impõem sérias limitações à urbanização. Segundo FAURGS e IPURB (2015, p. 4):

[...] cerca de 32% do território possui declividades acima de 30%, ou seja, um terço do município é inadequado à ocupação urbana. Dentro do perímetro urbano, 19% correspondem a declividades com mais de 30% e 41% a declividades entre 15 e 30%.

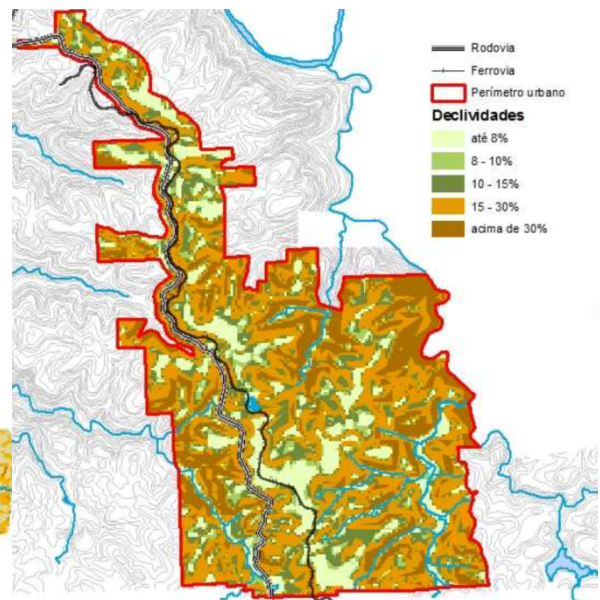
Como representado nas figuras 2 e 3, as partes mais planas da cidade são as que já estão ocupadas e também as mais valorizadas, restando pouca área disponível para urbanização e aumentando a pressão de crescimento urbano em direção às áreas onde não se desejaria incentivar a ocupação residencial (FAURGS; IPURB, 2015). Contudo, por falta de opções, esses locais acabam abrigando a população mais pobre que se torna vulnerável a processos de dinâmica superficial, como problemas de deslizamentos de moradias e problemas de ruptura em vias urbanas e em obras de engenharia.

Figura 2 – Declividades no município de Bento Gonçalves



(fonte: FAURGS; IPURB, 2015, p.6)

Figura 3 – Declividades no perímetro urbano de Bento Gonçalves



(fonte: FAURGS; IPURB, 2015, p.6)

Na região da Serra Gaúcha, têm-se verificado com frequência a influência do comportamento geotécnico de solos como condicionante de instabilidades em encostas. Sendo assim, o poder público encontra-se impelido a desenvolver um plano de reestruturação do espaço urbano que forneça adequada infraestrutura e condições para um crescimento organizado da cidade.

“No caso de Bento Gonçalves, como na maioria das cidades brasileiras em que não houve planejamento no momento de seu desenvolvimento, o Plano Diretor caracteriza-se por incorporar a cidade real à cidade legal. ” (STROHAECKER¹, 2004, p. 83 apud TORRES; CAPRARA, 2011).

Para realizar tal plano, é imprescindível que a cidade tenha um mapeamento geológico-geotécnico de sua área urbana visto que eles constituem ótimos instrumentos de análise e de entendimento do meio físico e servem como guia para os projetos e obras de engenharia a serem executados. “O conhecimento do meio físico é de suma importância para a melhor utilização e ocupação do solo, principalmente em áreas urbanas, onde o crescimento acelerado das cidades exige a ocupação rápida de novas áreas” (LEITE, 2015, p. 122).

Schnaid e Odebrecht (2000) indicam que os projetos geotécnicos de qualquer natureza, desde os projetos de fundações, estabilidade de taludes, estrutura de contenção e dimensionamento de pavimentos e infraestrutura, são normalmente executados com base nesses conhecimentos prévios do solo que permitem uma definição satisfatória da estratigrafia do subsolo e uma estimativa realista das propriedades geotécnicas dos materiais envolvidos.

Assim, o presente trabalho trará uma primeira abordagem de caracterização do solo do município que poderia, em uma segunda instância, servir de base para a elaboração de mapeamentos geológicos-geotécnicos.

¹ STROHAECKER, T. M. Plano Diretor: instrumento básico da política de desenvolvimento urbano. In: MEDEIROS, R. M. V.; MENEGOTTO, R. **XXIII Encontro Estadual de Geografia - A complexidade do espaço metropolitano**: dinâmicas territoriais e problemas ambientais. Porto Alegre: AGB-PA, 2004.

2 DIRETRIZES DA PESQUISA

As diretrizes para o desenvolvimento deste trabalho estão subdivididas em questão de pesquisa, objetivos da pesquisa, premissa, delimitações, limitações e delineamento, estando descritas nos próximos itens.

2.1 QUESTÃO DE PESQUISA

Sendo o conhecimento das propriedades do solo de grande importância para as decisões de um engenheiro civil, qual é o comportamento geomecânico característico do solo residual encontrado na zona urbana do Município de Bento Gonçalves?

2.2 OBJETIVOS DA PESQUISA

Segue abaixo a elucidação dos objetivos geral e específicos do presente trabalho.

2.2.1 Objetivo principal

Este trabalho tem como objetivo principal contribuir para a elaboração do mapeamento geotécnico através da obtenção de informações geotécnicas e geológicas do solo encontrado na zona urbana de Bento Gonçalves, visando o seu emprego em projetos de engenharia.

2.2.2 Objetivos secundários

Como objetivos secundários do trabalho tem-se:

- a) Análise de informações documentais geológicas do município e região;
- b) Coleta de amostras do solo;
- c) Determinação de parâmetros geotécnicos, através de ensaios laboratoriais;
- d) Interpretação dos resultados e categorização do material.

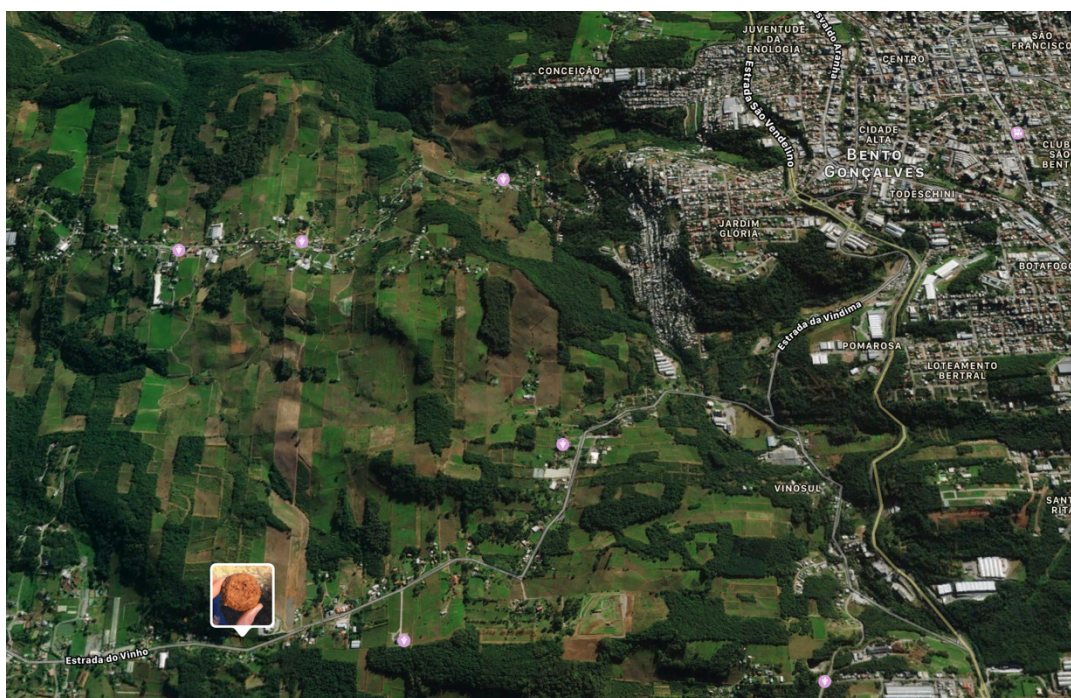
2.3 PREMISSA

O trabalho tem por premissa que o conhecimento prévio do comportamento geotécnico dos solos é fundamental e determinante para o planejamento de projetos urbanísticos e de engenharia.

2.4 DELIMITAÇÕES

A coleta de material para análise foi delimitada ao local do Vale dos Vinhedos – Bento Gonçalves representado na figura 4.

Figura 4 – Local de estudo



(fonte: elaborada pelo autor)

2.5 LIMITAÇÕES

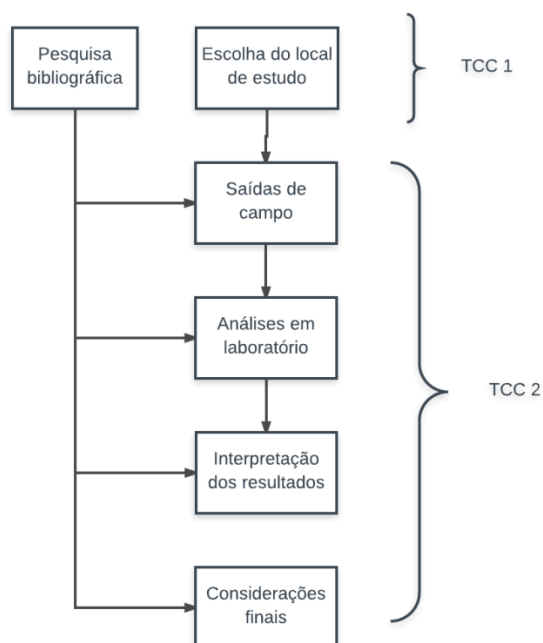
O trabalho abordará a caracterização para um dos materiais encontrados na região de Bento Gonçalves durante a prossecução dos ensaios de campo. Sendo assim, todo resultado e conclusão aqui apresentado fará o respeito somente a este material, por mais que os resultados da pesquisa possam ser usados posteriormente para regiões confinadas e materiais de origens similares.

2.6 DELINEAMENTO

O trabalho apresentará a seguinte estrutura, também representada na figura 5:

- a) Pesquisa bibliográfica;
- b) Escolha do local de estudo;
- c) Saídas de campo para reconhecimento, coleta de material e ensaios locais;
- d) Análise do material coletado em laboratório;
- e) Interpretação dos resultados;
- f) Considerações finais.

Figura 5 – Diagrama do trabalho



(fonte: elaborado pelo autor)

A etapa inicial, correspondente à revisão bibliográfica dos assuntos discutidos no trabalho, estará retratada no presente relatório dos capítulos 3 a 5. Nestes capítulos serão abordados os seguintes aspectos:

No capítulo 3, as classificações que consideram a origem do solo e sua evolução natural e que são muito úteis ao fornecerem informações iniciais para o conhecimento da distribuição espacial das rochas e solos, sobretudo na área de estudo. Juntamente, serão apresentados os processos de origem e transformação de solos, cuja compreensão auxiliará no planejamento das etapas posteriores de investigação e no entendimento conceitual dos parâmetros físicos.

O capítulo 4 ao ilustrar as fases encontradas em uma amostra de solo, elucidará os parâmetros físicos que definem os solos e algumas propriedades que os diferenciam entre si e que servirão de base para as classificações a serem realizadas.

Já no capítulo 5, serão tratados os sistemas de classificação de solos mais habituais do ponto de vista geotécnico. As classificações geotécnicas complementam as classificações tratadas no capítulo 3 ao particularizar e reduzir a área de interesse e utilizam-se dos parâmetros descritos no capítulo 4 para suas categorizações. Inicialmente ter-se-á a classificação textural, mas pelo fato de ser relativamente simples e de depender exclusivamente da distribuição do tamanho das partículas de solo, não leva em conta propriedades do solo que possam interessar para fins de engenharia. Sendo assim, serão apresentados em seguida os métodos internacionais SUCS e HRB, que apreçam também os limites de plasticidade.

Posteriormente, os capítulos 6 e 7 trarão uma abordagem mais prática do trabalho, trazendo o capítulo sexto toda a metodologia empregada quando da coleta do material em campo e da realização dos ensaios em laboratório e o capítulo sétimo, as análises e definições dos parâmetros que o caracterizam.

Enfim, o oitavo e último capítulo apresentará as conclusões deste trabalho e possíveis linhas de pesquisas para continuação no futuro e encerrará, assim, o Trabalho de Conclusão de Curso requerido para obtenção do grau de Engenheiro Civil.

3 CLASSIFICAÇÃO GENÉTICA

As classificações genéticas mais utilizadas quando se trata de subsolo são a geológica e a pedológica. Elas são de grande importância e utilidade, pois ajudam a interpretar a distribuição e o comportamento das diferentes camadas de solo de uma determinada área. Entretanto, necessitam ser bem interpretadas, pois não permitem prever diretamente as propriedades mecânicas e hidráulicas dos solos de interesse para obras de engenharia (PASTORE; FONTES, 1998).

3.1 CLASSIFICAÇÃO GEOLÓGICA

Segundo Pastore e Fortes (1998, p. 199):

Classificação geológica corresponde à interpretação da gênese do solo, com base na análise tátil-visual e em observações de campo acerca da forma de ocorrência (morfologia) e das relações estratigráficas com outras ocorrências, interpretando-se os processos responsáveis pela gênese e, eventualmente, a rocha de origem.

A área de estudo do presente trabalho se encontra na porção sudeste da unidade geológica Bacia do Paraná que “[...] preenchida por rochas sedimentares e vulcânicas, constitui a maior bacia intracratônica conhecida, abrangendo uma superfície total de 1.600.000 km² dos quais pouco mais de 60% situam-se em território brasileiro.” (BARTORELLI; HARALYI, 1998, p. 63).

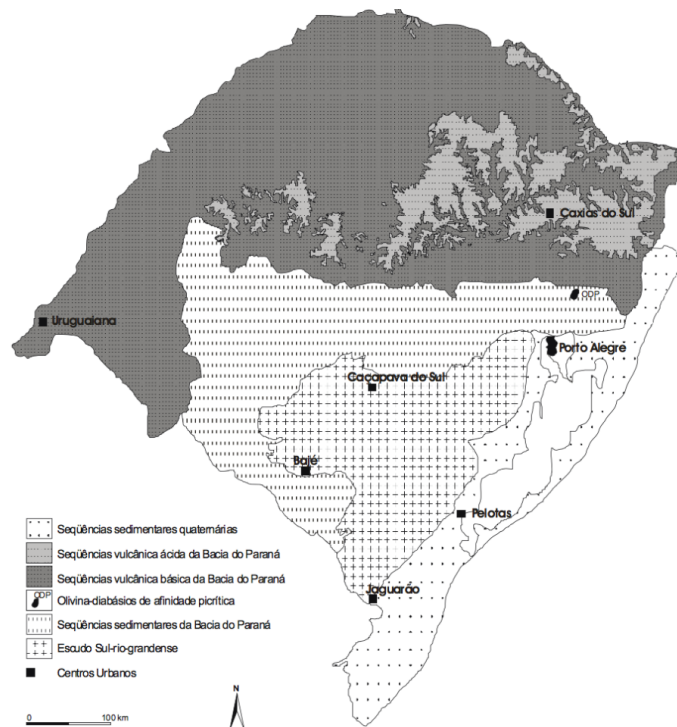
Na Era Paleozoica, houveram ambientes deposicionais relacionados a três sequências sedimentares transgressivas-regressivas, correspondentes ao Siluriano, Devoniano e Permo-Carbonífero, respectivamente. Sobrepondo-se a esse espesso pacote, encontram-se os arenitos eólicos depositados sob severas condições do clima árido no período Jurássico. Estes, por sua vez, sotopõem-se e circundam, quase que por completo, a colossal sequência basáltica que lhes sucedeu no Jurássico-Cretáceo (BARTORELLI; HARALYI, 1998).

No final do Triássico e durante quase todo o Jurássico, a Bacia do Paraná foi dominada por campos de dunas do deserto Botucatu e, a partir do Jurássico, a plataforma continental foi reativada, fenômeno descrito como Reativação Wealdeniana. Esse fenômeno de reativação

associado ao processo de ruptura do supercontinente Gondwana e à formação do Atlântico Sul resultou na ocorrência de eventos de vulcanismo, cuja intensidade máxima se deu no início do Cretáceo e se estendeu até o Terciário. Destes vulcanismos intensos, volumes consideráveis de lavas foram injetados e extravasados em toda a Bacia do Paraná, cobrindo todo o deserto Botucatu e gerando a Formação Serra Geral que recobre aproximadamente 75% da unidade geológica Bacia do Paraná.

Assim sendo, na região do município de Bento Gonçalves encontram-se rochas vulcânicas da Formação Serra Geral superpostas aos arenitos eólicos jurássicos da Formação Botucatu. E, de acordo com Rigo (2005), o vulcanismo da Formação Serra Geral pode ser separado em uma sequência básica inferior e predominante, e uma sequência ácida superior, mais abundante no topo com possibilidades de intercalações locais. O IBGE (1986) indica que a sequência de rochas básicas da Formação Serra Geral é composta por basaltos e basaltos andesíticos associados a intercalações de arenitos intertrápicos, litarenitos e sedimentos vulcanogénéticos, e que a sequência de rochas ácidas é composta por dacitos, riolitos e riodacitos. A figura 6 indica a distribuição das sequências sedimentares e vulcânicas no estado do Rio Grande do Sul.

Figura 6 - Vulcanismo básico e ácido da Formação Serra Geral no RS



(fonte: RIGO, 2005)

Consoante a Rigo (2005, p.41-44):

- a) Basaltos: apresentam coloração variável entre o cinza-escuro e o cinza esverdeado, com tonalidades castanho avermelhadas quando alterados. As colorações escuras devem-se principalmente à granulação fina e à abundância de minerais ferromagnesianos, opacos e vítreos. Além disso, apresentam geralmente textura porfírica caracterizada por cristais de plagioclásio com formas ripiformes e pequenas dimensões. São comuns cavidades preenchidas por cristais de outros minerais como carbonatos, zeolitas, calcedônia, ágata e quartzo;
- b) Arenitos intertrápicos: ocorrem interpostos entre os derrames basálticos, constituindo camadas descontínuas de arenitos eólicos e raramente fluviais. Apresentam estratificação cruzada tangencial de médio a grande porte, granulação média a fina, grãos subarredondados e foscos, extremamente quartzosos, cimentados por óxido de ferro ou sílica. São geralmente encontrados em associação com intrusões arenosas na forma de diques, intensamente silicificadas, de coloração avermelhada e, normalmente, ascendentes;
- c) Riolitos e dacitos: constituem rochas bastante semelhantes, porém os riolitos apresentam coloração mais clara, variando até cinza-claro. Tornam-se avermelhadas quando alteradas e impregnadas por óxido de ferro. São rochas afaníticas, holocristalinas, microscopicamente compostas predominantemente por intercrescimento felsítico, formado por feldspato alcalino, quartzo e em menores proporções, plagioclásio;
- d) Riodacitos: rocha vulcânica (extrusiva) de composição intermediária entre o dacito e o riolito. São as rochas mais abundantes da sequência ácida da Formação Serra Geral, com espessuras superiores a 100 metros, onde a distinção entre os derrames é dificultada pela inexistência de um perfil típico. Apresentam cores mais claras que as rochas básicas, variando de cinza-claro a cinza-médio amarronzado e, quando alteradas, apresentam um pontilhado marrom-claro, podendo também ocorrer com coloração rosada a avermelhada forte, conforme a intensidade de impregnação por óxidos de ferro.

3.2 CLASSIFICAÇÃO PEDOLÓGICA

Pedologia é a ciência que estuda a gênese dos solos, ou seja, suas origens e evoluções. Sendo assim, Salomão e Antunes (1998) afirmaram que origem e evolução decorrem da influência de cinco fatores:

- a) Clima, condicionando principalmente a ação da água da chuva e da temperatura;
- b) Materiais de origem, condicionando a circulação interna da água e a composição e conteúdo mineral;
- c) Organismos, vegetais e animais, interferindo no microclima, formando elementos orgânicos e minerais, e modificando as características físico-químicas;
- d) Relevo, interferindo na dinâmica da água, no microclima e nos processos de erosão e sedimentação;
- e) Tempo, transcorrido sob ação dos demais fatores.

Estes fatores regem o que se chama de intemperismo, ou seja, o conjunto de processos destrutivos que atuam sobre as rochas na superfície da crosta em decorrência do contato desta com a atmosfera ou, em parte, com a hidrosfera. E, de acordo com Salomão e Antunes (1988), em função dos mecanismos predominantes de atuação, o intemperismo classifica-se em:

- a) Intemperismo físico: processos que causam fragmentação ou desintegração das rochas com separação dos grãos minerais antes coesos e modificação da estrutura cristalina, transformando a rocha inalterada em material descontínuo e friável sem alteração química. São processos mecânicos, ditados tanto por forças internas como por forças externas, a exemplo do alívio de pressão, do diaclasamento devido à expansão e contração por efeito térmico, da ação alternada de processos de congelamento e degelo, da erosão eólica e da cristalização de sais;
- b) Intemperismo químico: desintegração da rocha por processos químicos. Acontece sobretudo porque o ambiente no qual a rocha se formou difere do ambiente no qual ela está exposta, que é caracterizado por diferentes pressões, temperatura e agentes químicos. Provoca-se assim uma alteração da composição da rocha com reajuste dos minerais para se adaptar ao meio. O principal agente do intemperismo químico é água, que penetra em fendas e acelera a decomposição da rocha. Os principais processos são as reações de hidratação, hidrólise, troca de bases e quelação, oxidação, redução e carbonatação;
- c) Intemperismo biológico: decorrente da ação de seres vivos, como bactérias, plantas e animais. Costumeiramente refere-se a processos como a ação de escavação provocada por raízes e animais, a corrosão por ácidos vegetais, a decomposição biótica de materiais orgânicos, etc.

Tais processos intempéricos, ao agirem sobre uma rocha, geram resíduos não consolidados conhecidos por regolitos saprolíticos, que constituem o chamado substrato pedogenético (material originário do solo do ponto de vista pedológico). Este material, proveniente da desagregação da rocha, pode permanecer no local em que se desenvolveu e continuar sofrendo ação do intemperismo gerando os chamados solos residuais ou autóctones, mas também, pode ser deslocado e depositado em outro local, onde passará a constituir um novo substrato pedogenético. A esse solo confere-se o nome de transportado ou alóctone.

No curso de formação do solo, à medida que o intemperismo, os agentes de transporte e alguns processos de dinâmica superficial vão atuando, a camada de detritos vai se tornando mais espessa e se diferenciando em subcamadas morfológicamente distintas. Esta diferenciação realiza-se por meio da incorporação da matéria orgânica e da migração da matéria mineral e orgânica no interior do solo e gera, finalmente, perfis de solo.

3.2.1 Perfil do solo

Perfil do solo é a seção vertical de um terreno que, partindo da superfície, aprofunda-se até o contato lítico ou rocha intemperizada, mostrando uma série de subseções dispostas paralelamente à superfície do terreno, chamadas de horizontes (DAS, 2010). Estes horizontes “[...] quando possuem atributos morfológicos, físicos, químicos, mineralógicos e biológicos resultantes dos efeitos combinados dos processos de formação do solo são chamados horizontes pedogenéticos e quando, não refletem essa ação, convém denominá-los de camadas” (SALOMÃO; ANTUNES, 1998, p. 92).

Salomão e Antunes (1998) resumem as características dos principais horizontes e camadas que formam os perfis do solo:

- a) O: horizonte orgânico superficial constituído de detritos vegetais e substâncias húmicas acumuladas na superfície e pouco ou nada decompostas. Ocorre geralmente em ambientes com condições de drenagem livre, como em áreas florestais. Distingue-se do horizonte mineral subjacente pela coloração mais escura e conteúdo em matéria orgânica;
- b) H: horizonte orgânico, superficial ou não, resultante do acúmulo de resíduos e substâncias húmicas em ambiente com água estagnada permanente ou por períodos prolongados. Ocorre em áreas de várzea alagadiças ou depressões pantanosas, banhado, brejos, etc. Favorece a formação de minerais expansivos e o acúmulo de ferro na sua forma reduzida;
- c) A: horizonte mineral superficial com incorporação de matéria orgânica mineralizada. É o horizonte de maior atividade biológica, apresentando coloração escurecida;
- d) E: horizonte mineral geralmente abaixo do A ou H, dos quais se diferencia pela cor mais clara, devido à remoção de argilominerais, compostos de ferro, alumínio e/ou matéria orgânica, com consequente concentração correspondente de minerais resistentes, como quartzo;
- e) B: horizonte mineral subsuperficial situado sob o A ou E. É considerado o horizonte diagnóstico mais importante na diferenciação das classes de solos, resultando de transformações relativamente acentuadas do material originário e/ou ganho de constituintes minerais e/ou orgânicos migrados de outros horizontes (Oliveira et al., 1992);
- f) C: horizonte ou camada mineral, relativamente pouco afetado pelos processos pedogenéticos. Formado a partir da decomposição de rochas, constitui o denominado substrato pedogenético;
- g) F: horizonte de material mineral consolidado sob A, E ou B. Rico em compostos de ferro e alumínio e pobre em compostos orgânicos;
- h) R: camada mineral de material consolidado, constituído por rocha alterada ou sã.

Tais horizontes principais não estão necessariamente presentes em todos os perfis e, muitas vezes, entre dois desses horizontes principais, ocorrem horizontes de transição onde as características dos horizontes principais se fundem em proporções variadas. Assim sendo, para uso em Engenharia civil, e mais especificamente, na área de Geotecnia, é costumeiro se referir a perfis de solo através de uma simplificação em horizontes a exemplo da figura 7.

Figura 7 - Representação de perfil de intemperismo



(fonte: BASTOS, 1991)

3.2.2 Solos residuais

Blight (2012) descreve por solo residual o material derivado dos processos de alteração e decomposição *in situ* de maciços rochosos que não tenha sido transportado do seu local original. Nos perfis de alteração percebe-se uma gradação contínua desde a rocha sã, passando por estágios de rocha alterada, solo rijo conservando a estrutura da rocha de origem até os solos de decomposição contendo depósitos secundários e sem mais semelhanças diretas com a rocha parental.

Solos residuais tropicais são formados principalmente pela ação do intemperismo químico nas rochas. A essas rochas, quando decompostas, dá-se o nome de saprolito e aos solos gerados com menor influência do intemperismo, a denominação de solos residuais jovens ou saprolíticos. Fookes (1977) diz que estes solos jovens se caracterizam pela presença simultânea de minerais secundários e primários não alterados e/ou parcialmente alterados caracterizando um material fraco, friável e quimicamente intemperizado (usualmente cristalino), no qual a estrutura original do material de origem encontra-se preservada por

substituição pseudomórfica dos minerais primários originais, geralmente por argilominerais. Normalmente são visíveis características da estrutura do material de origem, como as xistosidades, descontinuidades e textura e essa preservação da estrutura original da rocha permite que tenham elevados índices de vazios.

A influência do material de origem é bastante pronunciada nos solos saprolíticos, mas à medida que o grau de intemperismo aumenta, o material de origem passa a ter pouca ou nenhuma influência sobre o comportamento dos solos residuais, que passam a ser conhecidos como solos residuais maduros. Um exemplo de solo residual maduro, onde predominam os efeitos dos processos pedogenéticos, são os solos lateríticos.

O processo de laterização ocorre em regiões de clima quente e regime de chuvas moderadas a intensas e é mais significativo em regiões de grandes declividades e sem cobertura vegetal. Seus efeitos envolvem a rápida alteração de feldspatos e minerais ferromagnesianos pela lixiviação de sílica (SiO_2) e bases e deposição de óxidos de ferro (Fe_2O_3) e alumínio (Al_2O_3). Assim sendo, os solos lateríticos apresentam elevada concentração de caulinita e hidróxidos e óxidos de ferro e alumínio, o que explica a coloração avermelhada. Segundo Mitchell e Sitar (1982), apresentam-se geralmente não-saturados, com uma estrutura altamente porosa e formada por concreções e agregações de partículas de argila cimentadas por óxidos, onde o tamanho dos poros aumenta com o grau de intemperismo do solo. Como consequência, essa estrutura confere aos solos lateríticos alta resistência ao cisalhamento e baixa compressibilidade, o que o torna muito interessante do ponto de vista de pesquisas, projetos e execução de pavimentos rodoviários.

3.2.3 Solos transportados

Carregam consigo denominações distintas conforme o agente de transporte: coluvionar (gravidade), aluvionar (águas correntes), glacial (geleiras) ou eólico (vento). Para a região do estudo, o agente de transporte atuante é a gravidade, evidenciando, portanto, solos coluvionares.

Segundo Rigo (2005), a grande maioria das encostas da Serra Geral encontra-se encoberta por depósitos cenozoicos de tálus ou colúvios com espessura variando desde poucos metros até 20m. Os tálus predominam no sopé das escarpas mais íngremes e cotas mais elevadas e são formados principalmente por matacões e bloco de rochas com pouco material fino

proveniente de processos de instabilização de encostas como as quedas de blocos. Já os depósitos de colúvios que predominam junto à base dos vales, em regiões menos elevadas, caracterizam-se por possuir uma matriz predominantemente argilosa na qual estão imersos pedregulhos e blocos de rochas. Colúvios denotam ainda distâncias maiores de transporte dos materiais e possuem composição e granulometria extremamente variáveis sendo que seus contatos são marcados, normalmente, pela presença de linhas de seixos².

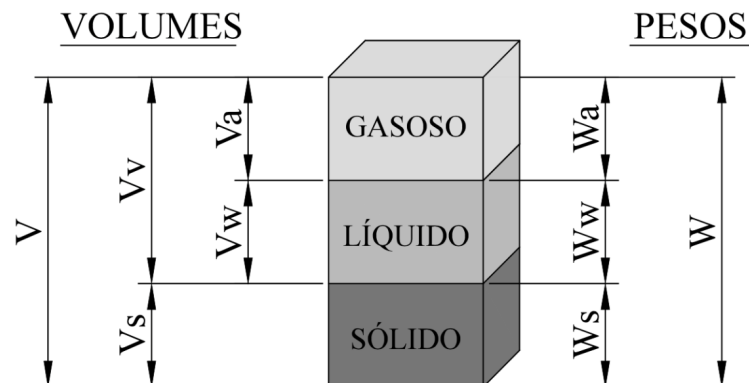
² Feições geomorfológicas constituídas por alinhamento de materiais detríticos grossos

4 PROPRIEDADES FÍSICAS

O solo é um sistema trifásico e seu comportamento depende da quantidade relativa de cada uma dessas três fases: sólida, líquida e gasosa. A primeira é formada pelas partículas do solo propriamente ditas e ao volume resultante das duas outras fases, líquida (devido à presença de água intersticial) e gasosa (devido ao ar existente nos espaços entre as partículas), é dada a denominação de “vazios do solo”.

A figura 8 apresenta um esquema de uma amostra de solo na qual as três fases estão representadas possibilitando a definição de alguns parâmetros físicos.

Figura 8 – Fases de uma amostra de solo



(fonte: elaborada pelo autor)

4.1 GRANULOMETRIA

A primeira característica que diferencia os solos é o tamanho das partículas que os compõem e que, em uma primeira aproximação, podem identificar-se como grãos perceptíveis a olho nu, ou tão finos que, quando na presença de água dificultam sua visualização individualmente. Denominações específicas são empregadas para diversas faixas de tamanho de grão, conquanto existem diversas escalas granulométricas em uso atualmente e há diferenças nos limites das frações de solo pelo tamanho dos grãos. Na figura 9, estão apresentadas as principais escalas usadas no Brasil e é possível estabelecer um comparativo entre elas.

Figura 9 – Diferentes escalas granulométricas

Escala Internacional							
Argila	Silte	Areia fina	Areia grossa		Pedregulho		
0,002	0,02	0,2	2		(mm)		
Escala U.S. Bureau of Soils (EUA)							
Argila	Silte	Areia		Pedregulho			
0,005	0,05	1		(mm)			
Escala HBR							
Coloide	Argila	Silte	Areia fina	Areia grossa	Pedregulho		
0,001	0,005	0,074	0,42	2	(mm)		
Escala usada na Agronomia (Brasil)							
Argila	Silte	Areia fina	Areia grossa	Cascalho	Calhau	Matacão	
0,002	0,05	0,2	2	20	200	(mm)	
Escala da ABNT							
Argila	Silte	Areia fina	Areia média	Areia grossa	Pedregulho		
0,002	0,06	0,2	0,6	2	(mm)		

(fonte: elaborada pelo autor)

Além disso, é importante conhecer a graduação do solo:

- Bem-graduado (ou denso): distribuição granulométrica contínua e proporcional de modo que o material mais fino preenche os vazios entre as partículas maiores e assim, torne o solo mais denso;
- Graduação aberta: distribuição granulométrica descontínua, isto é, com insuficiência de material fino para preencher os vazios entre as partículas maiores;
- Graduação uniforme: quando a distribuição granulométrica é mais ou menos constante e o diâmetro das partículas maiores não passa de, aproximadamente, o dobro do diâmetro das menores;
- Mau-graduado: distribuição granulométrica variando dentro de um pequeno intervalo ou sem proporcionalidade entre as frações. Pode-se ainda dizer de todo solo que não é classificado como bem-graduado;

Os coeficientes que serão apresentados a seguir auxiliam no conhecimento dessa graduação do solo.

4.1.1 Diâmetro efetivo

Equivale ao diâmetro de partícula do solo que delimita as partículas correspondente aos 10% mais finos. Representando por D_{10} , é uma boa medida para se estimar a condutividade hidráulica e a capacidade drenante de um solo.

4.1.2 Coeficiente de não-uniformidade

Fornecendo indícios da variedade no tamanho das partículas, este parâmetro é definido pela fórmula 1:

$$C_u = D_{60} / D_{10} \quad (\text{fórmula 1})$$

Onde:

C_u = coeficiente de não uniformidade [-];

D_{10} = diâmetro da peneira para 10% de amostra passante [mm];

D_{60} = diâmetro da peneira para 60% de amostra passante [mm].

Quanto menor o valor do coeficiente de não-uniformidade, mais uniforme é o solo em questão, conforme o quadro 1.

Quadro 1 – Uniformidade do solo

Coeficiente de não-uniformidade	Termo
menor que 5	muito uniforme
5-15	uniformidade média
maior que 15	não-uniforme

(fonte: PINTO, 2006)

4.1.3 Coeficiente de curvatura

Para solos bem-graduados, o valor do coeficiente de curvatura situa-se entre 1 e 3 indicando que a distribuição do tamanho das partículas é proporcional, de forma que os espaços

deixados pelas partículas maiores são ocupados pelas menores. Tal coeficiente pode ser calculado pela fórmula 2:

$$C_{\text{curv}} = (D_{30})^2 / (D_{60} \times D_{10}) \quad (\text{fórmula 2})$$

Onde:

C_{curv} = coeficiente de curvatura [-];

D_{10} = diâmetro da peneira para 10% de amostra passante [mm];

D_{30} = diâmetro da peneira para 30% de amostra passante [mm];

D_{60} = diâmetro da peneira para 60% de amostra passante [mm].

4.2 PESO ESPECÍFICO

Distinguem-se vários pesos específicos para os solos *in situ*. Sendo definido como a razão entre o peso de um determinado componente das três partes física do solo e o seu volume, podemos ter:

$$\gamma = W / V \quad (\text{fórmula 3})$$

$$\gamma_s = W_s / V_s \quad (\text{fórmula 4})$$

$$\gamma_d = W_s / V \quad (\text{fórmula 5})$$

$$\gamma_{\text{sat}} = (W_s + W_w) / V \quad (\text{fórmula 6})$$

Onde:

γ = peso específico natural (ou total) [kN/m³];

γ_s = peso específico dos sólidos (ou dos grãos) [kN/m³];

γ_d = peso específico aparente seco [kN/m³];

γ_{sat} = peso específico saturado [kN/m³];

W = peso total [kN];

W_s = peso de partículas sólidas [kN];

W_w = peso de água [kN];

V = volume total [m³];

V_s = volume de partículas sólidas [m³].

4.2.1 Densidade real dos grãos

$$G = \gamma_s / \gamma_w \quad (\text{fórmula 7})$$

Onde:

G = densidade real dos grãos [-];

γ_s = peso específico dos sólidos [kN/m³];

γ_w = peso específico da água [kN/m³].

O valor da densidade real dos grãos é função do constituinte mineralógico do solo e assim, consegue-se correlacionar o seu valor para prever a composição mineralógica do solo. Alguns valores típicos estão listados no quadro 2.

Quadro 2 – Valores típicos de densidade real de minerais

Densidade real dos grãos	Nome do mineral	Densidade real dos grãos	Nome do mineral
2,00-2,55	bauxita	2,40	montmorilonita
2,56-2,58	ortoclásio	2,60	illita
2,65	quartzo	2,60-2,63	caulim
2,60-2,90	clorita	2,62-2,76	plagioclásio
2,70-2,80	talco	2,80-2,90	calcita

2,70-3,10	biotita	2,76-3,10	muscovita
3,60-4,50	limonita	4,95-5,10	pirita
4,90-5,30	hematita	5,17-5,18	magnetita

(fonte: LEINZ, CAMPOS, 1971)

4.3 POROSIDADE E ÍNDICE DE VAZIOS

Representando medidas de densidade, “o índice de vazios e a porosidade são características muito importantes para a definição de um solo visto que delas depende, por exemplo, a permeabilidade, a compressibilidade e a resistência à ruptura” (FIORI, CARMIGNANI, 2011, p. 21).

Ambos revelam uma mesma situação, sendo a porosidade o volume de solo ocupado pela água e pelo ar considerando toda a amostra, e o índice de vazios, a relação entre o volume de vazios e o volume ocupado somente pelos sólidos.

Segundo a IAEG (1979), a porosidade deve ser classificada de acordo com o quadro 3.

$$n = (V_v / V) \cdot 100 \quad (\text{fórmula 8})$$

Onde:

n = porosidade [%];

V_v = volume de vazios [m^3];

V = volume total do solo [m^3].

$$e = V_v / V_s \quad (\text{fórmula 9})$$

Onde:

e = índice de vazios [-];

V_v = volume de vazios [m^3];

V_s = volume de sólidos [m^3].

Quadro 3 – Classificação da porosidade nos solos

Classe	Índice de vazios	Porosidade	Termo
1	maior que 1	maior que 50	muito alta
2	1,0-0,80	50-45	alta
3	0,80-0,55	45-35	média
4	0,55-0,43	35-30	baixa
5	menor que 0,43	menor que 30	muito baixa

(fonte: IAEG, 1979, p. 371)

4.4 UMIDADE E SATURAÇÃO

O teor de umidade natural de uma amostra de solo, normalmente determinado por secagem em estufa, é definido pela fórmula 10.

$$\omega = (W_w / W_s) \cdot 100 \quad (\text{fórmula 10})$$

Onde:

ω = teor de umidade [%];

W_w = peso de água no solo [kN];

W_s = peso das partículas sólidas do solo [kN].

O grau de saturação é a proporção da umidade natural na qual o solo se encontra em relação à saturação máxima desse solo e é calculado segundo a fórmula 11 e classificado pelo quadro 4:

$$S = V_w / V_v \quad (\text{fórmula 11})$$

Onde:

S = grau de saturação [-];

V_w = volume de água no solo [m³];

V_s = volume de vazios no solo [m³].

Quadro 4 – Classificação do grau de saturação

Classe	Grau de saturação	Termo
1	0-0,25	(naturalmente seco)
2	0,25-0,50	úmido
3	0,50-0,80	muito úmido
4	0,80-0,95	saturado
5	0,95-1,00	altamente saturado

(fonte: IAEG, 1979)

4.5 COMPACIDADE

O estado natural de um solo não coesivo, como é o caso das areias, define-se pelo grau de compactação. Também conhecido como densidade relativa ou compactidade relativa, é uma relação entre os índices de vazios natural, mínimo e máximo³, seguindo a fórmula 12. De acordo com a densidade relativa, os solos arenosos são classificados conforme o quadro 5.

$$GC = (e_{\max} - e_{\text{nat}}) / (e_{\max} - e_{\min}) \quad (\text{fórmula 12})$$

Onde:

GC = grau de compactação [-];

e_{\max} = índice de vazios máximo [-];

e_{\min} = índice de vazios mínimo [-];

e_{nat} = índice de vazios no estado natural [-].

Quadro 5 – Grau de compactação das areias

Grau de compactação	Termo
abaixo de 0,33	fofa
0,33-0,66	medianamente compacta
acima de 0,66	compacta

(fonte: adaptada de ABNT, 1980)

³ Índices mínimo e máximo dependem das características da areia e não da forma de compactação.

4.6 PLASTICIDADE

Plasticidade é a propriedade que representa a capacidade que um material possui de sofrer deformações plásticas sem a ocorrência de fissuras ou variação volumétrica. Em um solo, reflete a maneira como os finos se comportam na presença de água e está relacionada diretamente à quantidade de água absorvida e ao tipo e quantidade de finos presente no solo.

Um solo com granulometria fina quando na presença de água apresenta consistências dispares dependendo da proporção de água, podendo apresentar comportamento em quatro estados básicos – sólido, semissólido, plástico e líquido. O estado líquido é caracterizado pela ausência de resistência ao cisalhamento e o solo assume a aparência de um líquido. Quando começa a perder umidade, passa a apresentar comportamento plástico, ou seja, deforma-se com a variação volumétrica sem fissurar-se ao ser trabalhado. Ao perder mais água, o solo torna-se quebradiço (semissólido) e, por fim, no estado sólido, não ocorrem mais variações volumétricas em decorrência de secagem.

Segundo Pinto (2006), os teores de umidade que correspondem às mudanças de estado são conhecidos como Limites de Atterberg (ou de Consistência) e dividem-se em Limite de Liquidez (LL), Limite de Plasticidade (LP) e Limite de Contração (LC), segundo a figura 10.

Figura 10 – Limites de Atterberg



(fonte: elaborada pelo autor)

Todavia, para realizar a avaliação da plasticidade dos solos, é utilizado o Índice de Plasticidade (IP).

$$IP = LL - LP \quad \text{(fórmula 13)}$$

Onde:

IP = índice de plasticidade [%];

LL = limite de liquidez [%];

LP = limite de plasticidade [%].

Quadro 6 – Classificação do índice de plasticidade

Classe	Índice de plasticidade	Termo
1	menor que 1	não plástico
2	1-7	levemente plástico
3	7-17	moderadamente plástico
4	17-35	altamente plástico
5	maior que 35	extremamente plástico

(fonte: IAEG, 1979)

4.7 ATIVIDADE DAS ARGILAS

Como dito acima, a plasticidade de um solo também está relacionada ao tipo de finos presentes em um solo. Sendo assim, solos com teores elevados de argilas podem vir a apresentar Limites de Atterberg mais baixos que aqueles com pequenos teores. Esse fenômeno justifica-se pela composição mineralógica dos argilominerais e é denominado Atividade das Argilas (PINTO, 2006). Uma argila é dita ativa quando possui pequenos teores de argila e altos índices de consistência. Matematicamente, a atividade das argilas pode ser definida como o quociente da divisão do índice de plasticidade pela percentagem de partículas argilosas, ou seja, menores que 0,002mm.

$$IA = IP / C \quad \text{(fórmula 14)}$$

Onde:

IA = índice de atividade das argilas [-];

IP = índice de plasticidade [%];

C = fração de argila [%].

Quadro 7 – Grau de atividade das argilas

Atividade das argilas	Termo
menor que 0,75	inativa
0,75-1,25	normal
maior que 1,25	ativa

(fonte: PINTO, 2006)

4.8 CONSISTÊNCIA

Segundo Lemos e Santos (1996, p.30), “consistência é o termo usado para designar as manifestações das forças físicas de coesão e adesão entre as partículas do solo, conforme a variação dos graus de umidade”. Assim sendo, determina-se o Índice de Consistência (IC) para as argilas pela fórmula 15:

$$IC = (LL - \omega) / IP \quad \text{(fórmula 15)}$$

Onde:

IC = índice de consistência [-];

LL = limite de liquidez [%];

IP = índice de plasticidade [%];

ω = teor de umidade [%].

Quadro 8 – Índice de consistência das argilas

Índice de Consistência	Termo
menor que zero	muito mole
0-0,5	mole
0,5-0,75	média
0,75-1,0	rija
maior que 1,0	dura

(fonte: ABNT, 1980)

4.9 ESTRUTURA

A estrutura representa o modo de arranjo das partículas primárias do solo, formando ou não agregados, separados por superfícies de fraqueza. Conforme Bastos (1991), é analisada e caracterizada sob dois segmentos distintos:

- a) Macroestrutura: empregada como instrumento de caracterização e diagnose de solos. Sua descrição é feita ainda no campo através de observação macroscópica e leva em consideração as formas (tipo de estrutura), o grau de desenvolvimento (grau da estrutura) e o tamanho (classe da estrutura). Como a observação da macroestrutura no solo tem sua clareza alterada em função do grau de umidade, é necessário que a observação seja feita com um grau de umidade ideal, ligeiramente mais seco do que úmido. Como exemplo de manifestações macroestruturais, tem-se falhas, descontinuidades e superfícies de fraqueza.

O tipo de estrutura pode ser laminar (partículas arranjadas em torno de uma linha horizontal, com as dimensões horizontais sempre maiores que as verticais), prismática (em forma de prismas com faces e arestas bem definidas e dimensões verticais maiores), colunar, em blocos (polígonos com tamanhos equivalentes nas três dimensões podendo possuir vértices angulares ou arredondados), angulares (faces planas, formando arestas agudas), granular ou cuneiforme (típico de argilas expansivas, são cunhas oriundas do preenchimento de fendas por expansão).

Os graus de estrutura estão relacionados às condições de coesão ou percentual de agregação das partículas e devem avaliar a maior ou menor facilidade de separação das unidades estruturais através de superfícies de fraqueza. Podem ser tomados como graus de estrutura: sem agregação (agregados não discerníveis), fraco (agregados pouco nítidos e de difícil diferenciação), moderado (nitidez intermediária com percentual equivalente de agregados e material não agregado) ou forte (agregação nítida com separação fácil dos agregados e praticamente inexistência de material não agregado no solo).

As classes de estrutura são definidas pelo tamanho das estruturas, de acordo com o quadro 9.

Quadro 9 – Classes da estrutura

Classes	Tipo de estrutura (mm)		
	Granular e Laminar	Colunar, Prismática e Cuneiforme	Blocos angulares e subangulares
Muito pequena	<1	<10	<5
Pequena	1-2	10-20	5-10
Média	2-5	20-50	10-20
Grande	5-10	50-100	20-50
Muito grande	maior que 10	100-500	>50
Extremamente grande	-	>500	-

(fonte: IBGE, 2007)

- b) Microestrutura: empregada para o esclarecimento e complementação dos processos genéticos e avaliação do intemperismo. Seu estudo inicia com coleta de amostras indeformadas em campo, mas sua observação é feita em laboratório mediante preparo de lâminas e análise de microscopia. Como exemplo de manifestações microestruturais, tem-se a cimentação.

4.10 RESISTÊNCIA

A resistência de solos é quase sempre em decorrência de cisalhamento e assim, pode-se definir resistência de um solo como “[...] a máxima tensão de cisalhamento que o solo pode suportar sem sofrer ruptura, ou a tensão de cisalhamento no plano em que a ruptura ocorrer” (PINTO, 2006, p. 260).

Critérios de ruptura são formulações que procuram refletir as condições em que ocorre a ruptura dos materiais. Os critérios que melhor representam o comportamento dos solos em geral são, segundo Pinto (2006, p. 251):

- a) Critério de Coulomb: “não há ruptura se a tensão de cisalhamento não ultrapassar o valor dado pela expressão $c + f \cdot \sigma$, sendo c e f os parâmetros de coesão⁴ e coeficiente de atrito interno, respectivamente, do material e σ a tensão normal existe no plano de cisalhamento”;

⁴ Diferente da coesão aparente que é uma parcela de resistência em solos úmidos e não-saturados devido ao efeito de capilaridade que age como se fosse uma pressão externa.

- b) Critério de Mohr: “não há ruptura enquanto o círculo representativo do estado de tensões se encontrar no interior de uma curva, que é a envoltória dos círculos relativos a estados de ruptura, observados experimentalmente para o material.

Como envoltórias são de difícil aplicação, elas são frequentemente substituídas por retas ajustadas e, por consequência, o critério de Mohr torna-se análogo ao de Coulomb justificando a expressão Critério de Mohr-Coulomb que leva em consideração a soma de duas parcelas de resistência, a coesão e o atrito entre as partículas do material:

$$\tau = c' + \sigma' \cdot \tan \phi' \quad (\text{fórmula 16})$$

Onde:

τ = tensão cisalhante [kN/m²];

c' = intercepto coesivo [kN/m²];

σ' = tensão efetiva normal no plano de ruptura [kN/m²];

ϕ' = ângulo de atrito interno⁵ [°].

4.11 ADENSAMENTO

Adensamento é o fenômeno pelo qual as deformações verticais do solo acontecem devido à expulsão da água do interior dos vazios do solo. Ao aplicar-se um carregamento, toda carga é inicialmente suportada pela água, o que se traduz em um aumento de poro-pressão e não alteração da tensão efetiva. Com o passar do tempo e de acordo com a permeabilidade do solo, acontece a percolação da água e assim, um aumento da tensão efetiva e da deformação da estrutura sólida do solo (redução do índice de vazios).

Os parâmetros de adensamento são normalmente determinados através de ensaios de adensamento em laboratório e a partir de seus resultados, costuma-se plotar duas curvas, uma do índice de vazios *versus* a tensão vertical aplicada e uma da altura do corpo de prova *versus* o tempo. Através da primeira curva, é possível obter a tensão de pré-adensamento e os índices de compressibilidade e a partir da segunda curva, o coeficiente de adensamento vertical.

⁵ Ângulo máximo que a força cisalhante pode ter com a normal ao plano de contato sem que ocorra deslizamento.

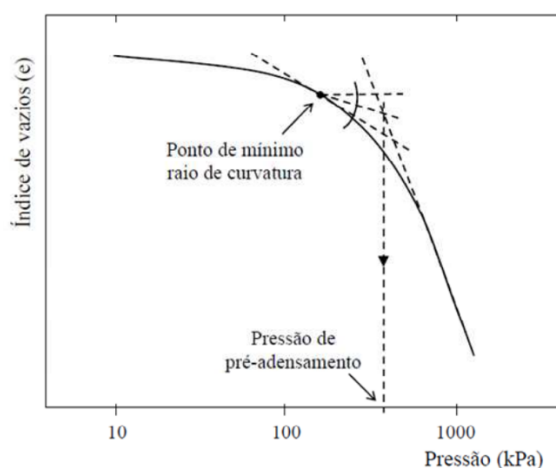
4.11.1 Tensão de pré-adensamento

Schnaid e Odebrecht (2012) afirmam que se o solo sofre um carregamento inferior à tensão de pré-adensamento σ'_{vm} ocorrem deformações pequenas e, em grande parte reversíveis, ao passo que, se o carregamento for superior à σ'_{vm} , as deformações são grandes e irreversíveis. Assim sendo, a tensão de pré-adensamento representaria um carregamento anterior ao qual o solo já fora submetido.

A tensão de pré-adensamento não pode ser determinada com precisão, entretanto, existem alguns métodos empíricos que permitem estimar o seu valor. Com o gráfico do índice de vazios *versus* tensão vertical aplicada em escala logarítmica, os métodos mais empregados no Brasil são o de Casagrande e o de Pacheco Silva (PINTO, 2006, p. 180):

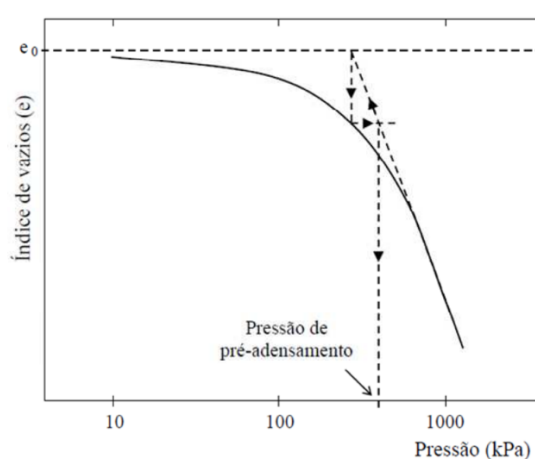
- No Método de Casagrande, prolonga-se a reta virgem e pelo ponto de maior curvatura, traçam-se retas horizontal, tangente à curva e bissetriz ao ângulo formado pelas duas. A intersecção da reta virgem com a bissetriz é considerada o ponto de pré-adensamento;
- No Método de Pacheco Silva, prolonga-se a reta virgem até a horizontal correspondente ao índice de vazios inicial da amostra e do ponto de intersecção, traça-se uma vertical até a curva de adensamento e desta, uma horizontal. O ponto de pré-adensamento é tomado pela intersecção da reta horizontal com o prolongamento da reta virgem.

Figura 11 – Método de Casagrande



(fonte: ORTIGÃO, 2007, p.143)

Figura 12 – Método de Pacheco Silva



(fonte: ORTIGÃO, 2007, p.143)

4.11.2 Índices de compressibilidade

Os índices de compressibilidade C_c , C_r e C_d representam a declividade das retas virgem (de compressão), de recompressão e de descompressão (ou expansão), respectivamente e podem ser obtidos pela fórmula 17, ao utilizar os valores iniciais e finais da reta pertinente a cada caso no gráfico e x $\log(p)$.

$$C_c \text{ ou } C_r \text{ ou } C_s = \frac{e_1 - e_2}{\log p_2 - \log p_1} \quad (\text{fórmula 17})$$

Onde:

C_c = índice de compressão [-];

C_r = índice de recompressão [-];

C_s = índice de descompressão [-];

e_1 = índice de vazios inicial do trecho retilíneo [-];

e_2 = índice de vazios final do trecho retilíneo [-];

p_1 = tensão aplicada no início do trecho retilíneo [kN/m²];

p_2 = tensão aplicada no final do trecho retilíneo [kN/m²].

4.11.3 Coeficiente de adensamento vertical

Diferentemente, o coeficiente de adensamento vertical é determinado a partir do gráfico do índice de vazios *versus* tempo e, dependendo do método de cálculo utilizado, o tempo pode estar em escala logarítmica ou representado em função de sua raiz quadrada. Pelo Método de Casagrande, utiliza-se a escala logarítmica do tempo e identifica-se a altura do corpo de prova no início e no final do adensamento primário (intersecção da tangente ao ponto de inflexão da curva com a assíntota ao trecho final da curva) para, em seguida, com a média de tais valores determinar o ponto equivalente a 50% do adensamento primário. Assim, o c_v pode ser determinado pela fórmula 18.

$$c_v = \frac{0,197 \cdot H_{d,50}^2}{t_{50}} \quad (\text{fórmula 18})$$

Onde:

c_v = coeficiente de adensamento vertical [cm²/s];

$H_{d,50}$ = distância de drenagem em 50% de adensamento [cm²];

t_{50} = tempo para 50% do adensamento primário [s].

Já o Método de Taylor baseia-se em uma curva de altura do corpo-de-prova em função da raiz quadrada do tempo. O trecho inicial é aproximadamente uma reta, cuja intersecção com o eixo das ordenadas indica a altura do corpo de prova antes do adensamento. Do início do adensamento primário, traça-se uma reta com abcissas iguais a 1,15 vezes as abcissas correspondentes da reta inicial e intersecção dessa reta com a curva do ensaio indica o ponto em que teriam ocorrido 90% do adensamento, logo o coeficiente de adensamento poderia ser estimado pela fórmula 19.

$$c_v = \frac{0,848 \cdot H_{d,50}^2}{t_{90}} \quad (\text{fórmula 19})$$

Onde:

c_v = coeficiente de adensamento vertical [cm²/s];

$H_{d,50}$ = distância de drenagem em 50% de adensamento [cm²];

t_{90} = tempo para 90% do adensamento primário [s].

4.12 COR

A propriedade cor auxilia na distinção das classes de solos e na delimitação de horizontes nos perfis, colaborando também na avaliação de propriedades relacionadas com a composição, aeração e drenagem. Alguns exemplos de identificação por cor foram descritos por Streck et al (2008, p. 21):

- a) As cores escuras indicam acumulação ou presença de matéria orgânica;
- b) A cor preta indica a presença de óxido de manganês;
- c) As cores vermelhas e amarelas devem-se aos óxidos de ferro e, quando são homogêneas no perfil, indicam boas condições de drenagem e aeração;
- d) Cores acinzentadas podem estar relacionadas, dentre outras, com ambientes de solo saturado com água durante períodos prolongados, tendo origem da dissolução e remoção de óxidos de ferro e do espelhamento da cor dos minerais silicatos;
- e) Cores variegadas amarelas e vermelhas em matriz cinzenta indicam zonas de oscilação do lençol freático;
- f) Cores claras ou esbranquiçadas significam ausência de materiais pigmentantes (matéria orgânica e óxidos de ferro) e refletem o domínio de minerais como o quartzo.

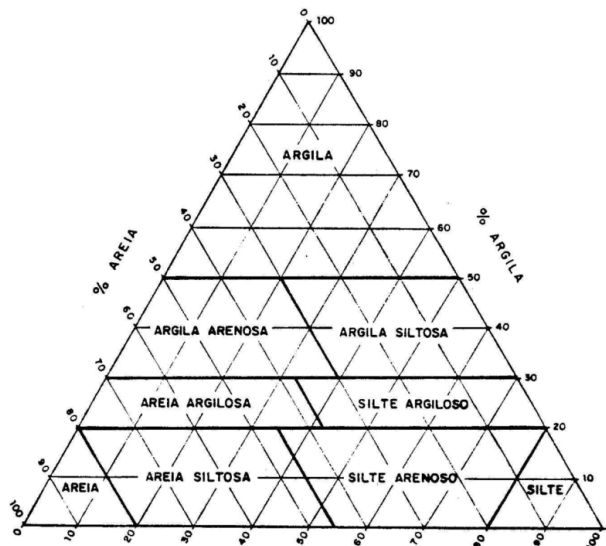
5 CLASSIFICAÇÕES GEOTÉCNICAS

Classificações geotécnicas são aquelas que utilizam como parâmetros classificatórios alguns dos índices físicos detalhados no capítulo 4. Tais classificações têm como objetivo a definição de grupos que apresentam comportamentos semelhantes sob os aspectos de interesse da engenharia civil. Dentre as principais classificações, destaque para a Classificação Textural, SUCS e AASHTO, que serão abordadas nesse trabalho.

5.1 CLASSIFICAÇÃO TEXTURAL

Sendo a textura definida pela proporção relativa das frações granulométricas na constituição de um solo, é possível fazer uma classificação inicial do solo a partir de um ensaio de análise granulométrica. O método mais utilizado é o diagrama trilinear, onde sobre cada um dos três eixos coordenados, representa-se as frações de areia, silte e argila.

Figura 13 – Diagrama trilinear textural



(fonte: FOLQUE, 1988)

Streck et al. (2008) afirmam que no campo, a textura é estimada através do tato, ao esfregar-se uma amostra de solo úmida, amassada e bem homogeneizada entre o polegar e o indicador. Entretanto, tal método ao basear-se em sensações, requer experiência e pode induzir erros de estimativa frente a amostras com umidade inadequada, com predomínio de argilominerais

expansivos ou com muita presença de matéria orgânica. Assim sendo, é recomendado realizar tal classificação somente através do ensaio de análise granulométrica.

5.2 SISTEMA UNIFICADO DE CLASSIFICAÇÃO DE SOLOS

Neste sistema de classificação, todos os solos são classificados pelo conjunto de duas letras, resultando em 15 possíveis tipos de solos:

- a) Solos grossos: GW, GP, GM, GC, SW, SP, SM e SC;
- b) Solos finos: CL, ML, OL, CH, MH, OH, Pt⁶.

A primeira letra corresponde ao tipo principal do solo e delimita-o quanto a ser um solo granular (G ou S) ou fino (C, M ou O). Esta demarcação é feita se 50% ou mais do solo passa ou não na peneira de nº. 200.

G- Gravel (pedregulho)

S - Sand (areia)

C - Clay (argila)

M - Mõ (silte em sueco)

O - Organic (orgânico)

Pt – Peat (turfa)

A segunda letra representa a característica secundária que influencia o comportamento do solo. Para solos finos essa característica é a plasticidade e para solos granulares, dependendo da porcentagem de grãos finos, pode ser a granulometria ou a plasticidade.

W: well-graded (bem graduada)

P: poor-graded (mal graduada)

M: mo (silte em sueco)

C: clayed (argiloso)

L: low (baixa plasticidade)

H: high (alta plasticidade)

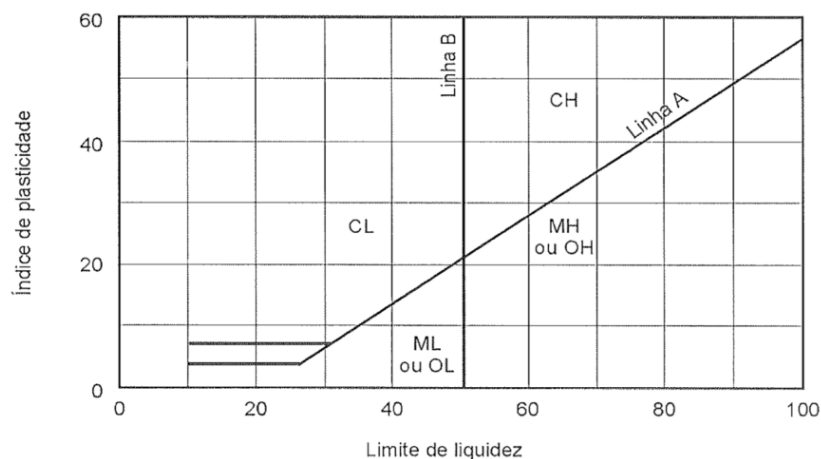
⁶ A classificação Pt atribui-se às turfas, solos muito orgânicos onde o teor de fibras vegetais em estágio de decomposição é muito elevado

Sendo classificado como solo granular, ele poderá ser pedregulho ou areia, dependendo de qual destas duas frações predominar. Quanto à característica secundária dos solos granulares, tem-se três casos:

- Se o material tiver menos do que 5% de finos, deve-se verificar sua composição granulométrica e classificá-lo com W ou P segundo os índices C_u e C_c ;
- Se o material tiver mais do que 12% de finos, a uniformidade da granulometria já não é mais tão importante frente às propriedades de toda essa parcela de finos. Sendo assim, pode-se classificá-lo como GC, SC, GM ou SM de acordo com os índices de consistência e sua localização na Carta de Plasticidade (figura 14);
- Para porcentagem de finos entre 5 e 12%, as duas características secundárias, granulometria e plasticidade, são importante e, portanto, os solos devem ser classificados como uma transição. Ex: SP-SC para uma areia mal graduada e argilosa.

Sendo definido como solo fino, ele será classificado como argila, silte ou orgânico não em função da porcentagem das frações granulométricas, mas sim do comportamento plástico. Para isso, calcula-se o Índice de Plasticidade e o Limite de Liquidez e, através da Carta de Plasticidade (figura 14), define-se o solo. Vale destacar que a característica secundária dos solos finos é a compressibilidade e que, por estar relacionada ao Limite de Liquidez, já é dada pela Carta de Plasticidade e também, que a diferenciação entre solos siltosos ou orgânicos dá-se pela coloração mais escura (preto, marrom escuro ou cinza escuro) dos solos orgânicos. Além disso, é habitual representar como uma transição, solos que apresentam índices muito próximos à linha A ou B da Carta. Ex: SC-SM.

Figura 14 – Carta de Plasticidade



(fonte: PINTO, 2006)

5.3 CLASSIFICAÇÃO DO HIGHWAY RESEARCH BOARD

Quanto a classificação do *Highway Research Board* (HBR) pode-se afirmar que (PASTORE; FONTES, 1998, p. 203):

Esta classificação é mais aplicada em estradas, sendo também conhecida como classificação da AASHTO. Tem sua origem na antiga classificação do *Bureau of Public Roads* de 1929, onde os solos eram subdivididos em oito grupos de acordo com sua granulometria, sendo o grupo A-1 o grupo com melhores propriedades e o A-8, o de pior qualidade.

Entretanto, na década de 40, o HBR revisou essa classificação e introduziu o Índice de Grupo (IG), um parâmetro adicional função da porcentagem em peso do material com diâmetro menor que a peneira 0,075 mm, do limite de liquidez (LL) e do índice de plasticidade (IP) (PASTORE; FONTES, 1998) que avalia a qualidade do material como subleito.

O IG pode ser obtido através da fórmula 20:

$$IG = (F-35) \times [0,2 + 0,05 \times (LL-40)] + 0,01 \times (F-15) \times (IP-10) \quad (\text{fórmula 20})$$

Onde:

IG = índice de grupo [-];

F = solo que passa na peneira 0,075 mm⁷ (em número inteiro) [%];

LL = limite de liquidez [%];

IP = índice de plasticidade [%].

Assim sendo, de acordo com esse sistema, o solo é classificado em sete grupos, de A1 a A7. Solos classificados como A-1, A-2 e A-3 são solos granulares nos quais 35% das partículas ou menos passam na peneira de nº. 200 e solos classificados de A-4 a A-7 são solos finos com maioria siltosa ou argilosa.

Os procedimentos para a classificação de solos pela HRB encontram-se no Anexo I.

⁷ A porcentagem F deve ser tomada somente em relação ao material que passa na peneira de 75 mm, o restante deve ser desprezado.

6 METODOLOGIA DE PROJETO

A realização de ensaios de laboratório exige a coleta prévia de amostras de boa qualidade do terreno a ser estudado. Hvorslev⁸ (1949 apud FERREIRA et al., 2015) considera a seguinte classificação para os diferentes tipos de amostras:

- a) Amostras não representativas: quando há solos de várias camadas misturados, materiais estranhos nas amostras ou ainda, quando alguns componentes do solo são removidos. Não são adequadas para ensaios de laboratório, permitindo, apenas, uma classificação preliminar das variações das camadas do terreno ou indicando as profundidades para obtenção das amostras;
- b) Amostras representativas: também conhecida como amostras deformadas, é quando a estrutura do solo é destruída no processo de amostragem e quando a variação na umidade ou índice de vazios é permitida, sem alterar, entretanto, os constituintes do solo. É adequada para ensaios de classificação;
- c) Amostras indeformadas: quando não ocorre destruição (amolçamento) da estrutura do solo nem variação na umidade, índice de vazios e composição química. É o tipo de amostragem indicado para todos os tipos de ensaios de laboratório, principalmente de resistência, deformabilidade e permeabilidade.

As amostras de solo utilizadas para a execução dos ensaios de laboratório do presente trabalho foram coletadas do horizonte B de um corte com inclinação aproximada 1:5 no Vale dos Vinhedos, a uma cota de 579m. Tal local de coleta pode ser verificado na figura 15.

Figura 15 – Ponto de coleta



(fonte: GOOGLE EARTH, 2017)

⁸ HVORSLEV, M. J. **Subsurface Exploration and Sampling of Soils for Civil Engineering Purposes**. Vicksburg: Waterways Experiment Station, 1949.

Após a coleta de material, a preparação das amostras para a caracterização física deve seguir os cuidados e recomendações da Associação Brasileira de Normas Técnicas, como a NBR 6457 (Amostras de solo – Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização) e as normas específicas de cada ensaio.

No ponto de coleta, a uma profundidade de 2 metros da superfície, procedeu-se a preparação de uma bancada recolhendo-se o solo extraído e acondicionando-o em sacos plásticos para posterior utilização como amostra representativa em ensaios de caracterização. Uma vez a bancada definida, prosseguiu-se a coleta de amostras indeformadas diretamente com os anéis metálicos biselados dos ensaios de cisalhamento direto e de adensamento. O procedimento para a coleta consistiu no desbaste do solo no entorno do anel, com auxílio de espátula e faca, até que a massa de solo assumisse diâmetro semelhante ao do anel que era então levemente pressionado de forma vertical, confinando lateralmente a amostra de solo. Quando o solo atravessava completamente o anel, removia-se o conjunto de forma a deixar uma sobra de solo em formato de cunha. Os anéis de cisalhamento possuíam diâmetro de 6cm e altura de 2cm, enquanto os de adensamento, 5cm de diâmetro e 2cm de altura. Uma vez extraídos, os blocos foram envolvidos em plástico filme de modo a conservar a umidade e acondicionados em sacos plásticos juntos com gramíneas e serragem para que fossem evitadas vibrações excessivas devido a impactos no transporte das amostras. As figuras de 16 a 19 ilustram tais procedimentos de coleta.

Figura 16 – Bancada para coleta



(fonte: foto do autor)

Figura 17 – Coleta de amostra indeformada



(fonte: foto do autor)

Figura 18 – Amostra coletada



(fonte: foto do autor)

Figura 19 – Proteção da amostra



(fonte: foto do autor)

6.1 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO

Segundo Borsatto (2011), a análise da distribuição das dimensões dos grãos tem como objetivo determinar os tamanhos dos diâmetros equivalentes⁹ das partículas sólidas em conjunto com a proporção de cada fração constituinte do solo em relação ao peso de solo seco. A análise granulométrica do solo em estudo seguiu o preconizado pela NBR 7181. Após a amostra ser seca ao ar e destorroada, descobriu-se inexistente partículas com diâmetro superior a 2,0mm. Na sequência, foi realizado ensaio por peneiramento para as partículas maiores que 0,075mm e ensaio por sedimentação para a parcela com diâmetro inferior. Ambos ensaios se encontram representados nas figuras 20 e 21.

- a) Sedimentação: utilizado para distinguir solos muito finos, com granulometria inferior a 0,075 mm (equivalente à menor peneira utilizada normalmente). Tal procedimento foi desenvolvido por Arthur Casagrande e baseia-se na Lei de Stokes, segundo a qual, a velocidade de queda de uma partícula esférica, em um meio viscoso infinito é proporcional ao quadrado do diâmetro da partícula, como representado na fórmula 21. Sendo assim, as partículas menores sedimentam mais lentamente do que as maiores (BORSATTO, 2011).

Sabendo que no instante em que a suspensão é colocada em repouso, a densidade é constante ao longo de toda profundidade e que, à medida que as partículas maiores vão caindo, a densidade na parte superior do frasco diminui, toma-se, com o auxílio de um densímetro, quantas medidas forem do

⁹ A abertura nominal das peneiras é considerada como diâmetro equivalente, pois as partículas não são esféricas.

interesse. A porcentagem de grãos com diâmetro inferior ao determinado pela Lei de Stokes é a relação entre a densidade existente em uma medida e a densidade inicial e, cada uma dessas medidas gera um ponto na curva granulométrica (PINTO, 2006).

$$v = (\gamma_s - \gamma_w / 18 \mu) \times D^2 \quad (\text{fórmula 21})$$

Onde:

v = velocidade de queda das partículas [m/s];

γ_s = peso específico do material da esfera [kN/m³];

γ_w = peso específico do fluido [kN/m³];

μ = viscosidade do fluido [kN.s/m];

D = diâmetro das partículas [m].

- b) Peneiramento: utilizado para a fração de partículas do solo com grãos maiores que 0,075mm e que se encontram previamente secas. Consiste em fazer o solo passar em uma série de peneiras acopladas cujas aberturas (padronizadas) vão diminuindo e, em seguida, pesar as quantidades retidas em cada uma.

Figura 20 –Granulometria - Peneiramento



(fonte: foto do autor)

Figura 21 – Granulometria - Sedimentação



(fonte: foto do autor)

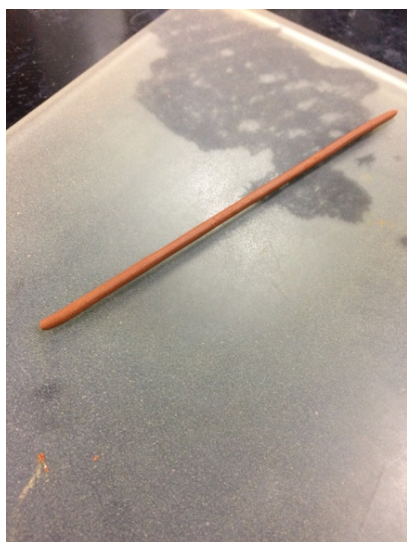
Por se tratar de um solo residual, é comum que em condição natural as partículas finas formem grumos que podem alterar o comportamento mecânico dos materiais – solos argilosos em condição agregada apresentam-se menos plásticos e desenvolvem comportamento

consideravelmente friccional. Assim, para a realização do ensaio por sedimentação, utilizou-se do defloculante hexametáfosfato associado com carbonato de sódio para que fosse evitada a formação de tais grumos e para que o pH se situasse entre 8 e 9.

Para o cálculo da densidade real dos grãos, de modo semelhante, o solo passou por uma secagem prévia ao ar e destorroamento. Todo procedimento seguiu a norma NBR 6508.

Para a determinação dos Limites de Atterberg foram seguidas as normas NBR 7180 (Determinação do Limite de Plasticidade) e NBR 6459 (Determinação do Limite de Liquidez). O Limite de Plasticidade é definido como o menor teor de umidade com o qual se consegue moldar um cilindro com 3 mm de diâmetro, rolando-se o solo com a palma da mão e o Limite de Liquidez, por sua vez, é definido como o teor de umidade do solo com o qual uma ranhura padrão nele feita requer 25 golpes no aparelho de Casagrande (figura 17) para se fechar, entretanto, na prática, geralmente são realizadas diversas tentativas com o solo em diferentes níveis de umidades, anotando-se o número de golpes para fechar a ranhura em cada caso e obtendo-se então, o valor do Limite de Liquidez por interpolação. As figuras 22 e 23 ilustram tais procedimentos.

Figura 22 – Ensaio de Limite de Plasticidade



(fonte: foto do autor)

Figura 23 – Ensaio de Limite de Liquidez

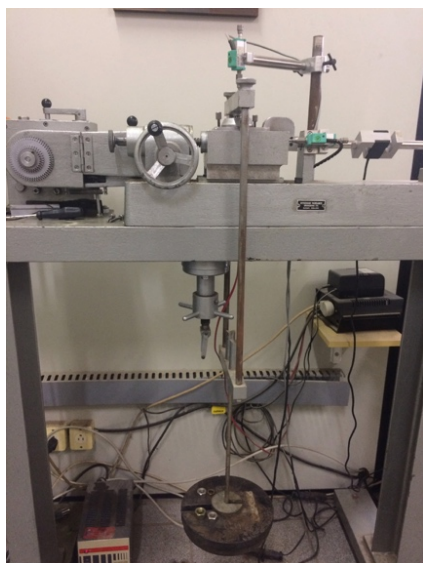


(fonte: foto do autor)

6.2 ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO

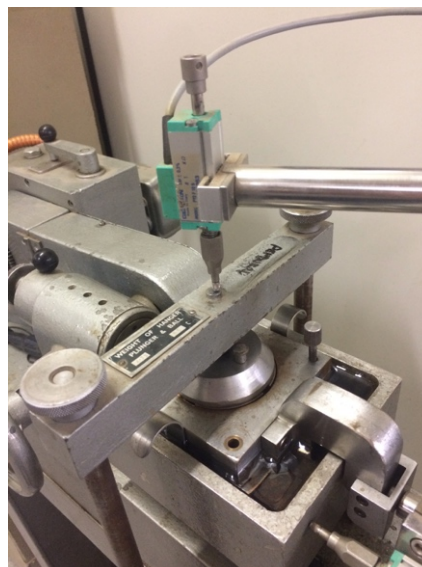
Os ensaios de cisalhamento direto convencionais foram executados com a utilização da prensa de deformação controlada da empresa *Wykeham Farrance*. Neste equipamento, a amostra é instalada em uma caixa de cisalhamento bipartida e sobre ela é aplicada a tensão vertical desejada. Tal tensão é imposta através da colocação de pesos em um pendural simples ou duplo. Quando o ensaio se inicia, um motor induz o deslocamento horizontal da parte superior da caixa em relação a inferior com uma velocidade constante previamente definida. As medidas de deformação axial e de deslocamento durante o ensaio são obtidas através de transdutores *Gefran LTM050* (curso de 10mm) e a força cisalhante é medida com uma célula de carga cisalhante *Kratos MM* (capacidade de 2kN). A aquisição de dados se dá por um computador conectado a esta aparelhagem.

Figura 24 – Prensa para Ensaio de Cisalhamento Direto



(fonte: foto do autor)

Figura 25 – Sensores de deslocamento



(fonte: foto do autor)

Foram realizados ensaios de cisalhamento em diferentes condições a uma velocidade de aplicação de carga baixa, definida em 0,00096m/s, por causa da baixa condutividade hidráulica do solo argiloso e com o intuito de se obter os dados na situação drenada, evitando excessos de poropressão que ocasionaria uma redução na resistência do material. Em todos os casos, foram tomadas as dimensões dos corpos de prova (aproximadamente 6cm de diâmetro e 2cm de altura) e as medidas de umidade antes e após o ensaio.

6.2.1 Condição inundada

Para os solos em condição inundada, logo após a remoção do plástico filme, rasou-se a superfície da amostra com o auxílio de uma faca e de uma serra para que ficasse de acordo com o anel próprio do ensaio e então, montou-se a caixa de cisalhamento. Após a inserção da caixa de cisalhamento no equipamento e a instalação dos transdutores, aplicou-se a tensão axial, aguardando-se a estabilização das deformações por ela provocada para então realizar a inundação do corpo de prova. Uma vez inundado, esperou-se que as deformações oriundas da inundação cessassem para que fosse ligado o aparelho e iniciada a aplicação das cargas laterais.

As tensões axiais escolhidas para os ensaios foram de 50kPa, 100kPa, 200kPa e 400kPa porque permitem uma boa definição da envoltória para valores usuais em projetos.

6.2.2 Umidades próximas do LP

Antes de submeter as amostras ao ensaio de cisalhamento sem inundação, decidiu-se por realizar um processo de secagem em torno do LP, uma vez que a umidade encontrada em campo já estava muito próxima à saturação alcançada no ensaio na condição inundada. A escolha de fazer tal redução de umidade diz respeito à possibilidade de se reduzir em campo a saturação do solo e assim, apresentar ganhos de resistência.

Figura 26 – Corpo de prova antes do ensaio
50kPa natural



(fonte: foto do autor)

Figura 27 – Corpo de prova seco após
ensaio 50kPa natural



(fonte: foto do autor)

O processo de redução da umidade foi realizado da seguinte forma: primeiramente rasou-se as amostras indeformadas próximas ao volume delimitado pelo anel, deixando ainda um pequeno volume excedente tanto no topo como na base do anel biselado. Recolheu-se uma porção de material para que a umidade fosse verificada e, em seguida, deixou-se as amostras expostas para que elas secassem ao ar até alcançar o valor da umidade próximo ao LP (52%). A redução da umidade para o valor desejado foi acompanhada através da pesagem do conjunto e de cálculos da quantidade de umidade estimada na referida porção do solo.

Após atingido o valor desejado conforme cálculos, as amostras foram envoltas em filme plástico de PVC e em papel alumínio e colocadas em uma caixa térmica por uma semana para homogeneização do conjunto de modo a obter uma umidade constante em todo o interior do solo e não apenas na superfície exposta ao ar. A figura 28 apresenta detalhe do processo de secagem ao ar das amostras.

Figura 28 – Secagem ao ar das amostras



(fonte: foto do autor)

Uma vez que todas as amostras foram secas para a umidade desejada (LP), procedeu-se ao ensaio e ao rompimento dos corpos de prova. As amostras foram preparadas retirando-se a fina camada de solo excedente deixada quando da redução da umidade – tal porção foi utilizada para confirmação da umidade atingida. Em seguida, as amostras foram submetidas aos ensaios de modo semelhante aos ensaios em condição inundada, com tensões verticais de 50, 100, 200 e 400 kPa.

6.2.3 Umidades abaixo do LP

Tendo em vista o interesse em estudar o comportamento do solo para umidades ainda menores, foram submetidos mais corpos de prova ao ensaio de cisalhamento com umidades de aproximadamente 40%. O procedimento para redução da umidade com secagem ao ar se passou de forma semelhante ao anterior e, novamente, foi realizado com verificação constante do peso do conjunto, cálculo da quantidade de umidade e esperando-se um determinado tempo para uniformização.

Dos três corpos de prova restantes, dois corpos foram ensaiados com as tensões de 50kPa e 200kPa e seus resultados foram analisados. Ao ensaiar a terceira amostra com a tensão de 100kPa, esperou-se o atingimento da resistência esperada de pico e uma deformação em torno de 2% (correspondente a resistência de pico na condição de umidade favorável) e, nesse momento, efetuou-se uma descarga total da carga cisalhante. Em seguida, a caixa de cisalhamento foi inundada e esperou-se 24 horas até que a variação volumétrica do corpo de prova em decorrência da inundação cessasse. Uma vez tal condição atingida, reiniciou-se a aplicação da tensão cisalhante até a ruptura e final do ensaio. Tais procedimentos visaram a comparação com o ensaio previamente realizado na condição inundada no que tange a variação volumétrica e a resistência.

6.3 ENSAIOS DE ADENSAMENTO

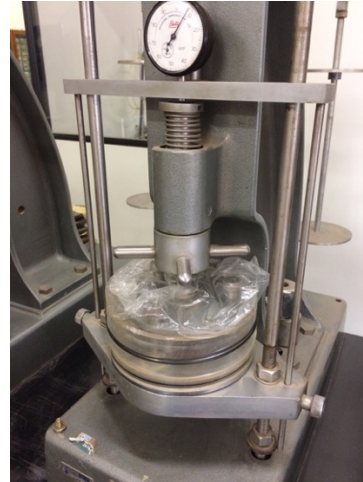
Ensaio de adensamento, também conhecidos como ensaios de compressão confinada ou edométricos, consistem na aplicação de carregamentos verticais de forma gradual e na verificação da deformação vertical que o corpo de prova sofre sendo que a deformação lateral é nula devido à restrição imposta pelo anel metálico rígido. O anel metálico possui diâmetro em torno de 5cm, maior que a altura que é de aproximadamente 2cm para que o efeito do atrito lateral durante os carregamentos seja reduzido. Para os ensaios do presente trabalho, foram utilizadas duas prensas produzidas pela empresa *Wykeham Farrance*, modelo 24000.

Figura 29 – Prensas para Ensaio de Adensamento



(fonte: foto do autor)

Figura 30 –Ensaio de Adensamento na condição de umidade natural



(fonte: foto do autor)

Os ensaios foram realizados em duas etapas. Primeiramente, foram ensaiadas simultaneamente duas amostras indeformadas do solo coletado, uma submetida à condição inundada e outra à umidade natural e, posteriormente, com o término destes ensaios, outros dois corpos de prova remoldados no teor de umidade encontrado em campo e diferindo entre si no índice de vazios, para que pudesse ser feita uma comparação do caráter estrutural do solo.

Os ensaios de adensamento dos corpos de prova indeformados foram realizados seguindo dois ciclos de carga e dois ciclos de descarga. Assim, os estágios foram de:

1º ciclo de carga: 12,5 – 25 – 50 - 100 – 200kPa

1º ciclo de descarga: 200 – 100 – 50 – 25 – 12,5kPa

2º ciclo de carga: 12,5 – 25 – 50 - 100 – 200 – 400 - 800kPa

2º ciclo de descarga: 800 – 400 - 200 – 100 – 50 – 25 – 12,5kPa

Já para os corpos de prova remoldados, foi realizado apenas um ciclo de carregamento e um ciclo de descarregamento, logo:

ciclo de carga: 12,5 – 25 – 50 - 100 – 200 – 400 – 800kPa

ciclo de descarga: 800 – 400 – 200 – 100 – 50 – 25 – 12,5kPa

Para cada estágio de carregamento, foi definida uma duração de 24 horas, à exceção dos finais de semana e feriados, nos quais o tempo de adensamento foi maior chegando a 72 horas. E para os estágios de descarregamento, a duração foi de 2 horas, à exceção das últimas descargas (menores descargas), que eram deixadas durante toda a noite.

6.3.1 Amostras indeformadas

De modo semelhante ao realizado nos ensaios de cisalhamento, rasou-se a superfície do anel para que as amostras tivessem as dimensões bem definidas e adequadas ao ensaio. Ambas as amostras foram instaladas na prensa de adensamento, entretanto uma célula edométrica foi inundada e outra foi coberta com um saco plástico e um algodão úmido para que as condições de umidade não fossem alteradas com as trocas para o ambiente. Uma vez devidamente instaladas, foram submetidas inicialmente ao peso do cabeçote de carregamento (1,34kPa) e em seguida, aos ciclos de carga e descarga propostos.

Figura 31 – Corpos de prova amostras indeformadas



(fonte: foto do autor)

6.3.2 Amostras remoldadas

Os corpos de prova utilizados para esta etapa foram feitos a partir do solo excedente da preparação dos corpos de prova dos ensaios de cisalhamento realizados. Todo material havia sido recolhido, armazenado em saco plástico selado e mantido em câmara úmida para que as condições naturais de umidade fossem preservadas.

Para proceder a modelagem do corpo de prova, verificou-se a umidade do solo em questão (encontrada em 63%) e calculou-se a massa de solo necessária para cada condição. Mantendo-se essa umidade de campo, foram moldados corpos de prova em duas condições distintas: (a) com um índice de vazios maior que o encontrado em campo e (b) com um índice de vazios menor que o encontrado em campo.

Figura 32 – Corpo de prova remoldado $e=2,13$



(fonte: foto do autor)

Figura 33 – Corpo de prova remoldado $e=1,78$



(fonte: foto do autor)

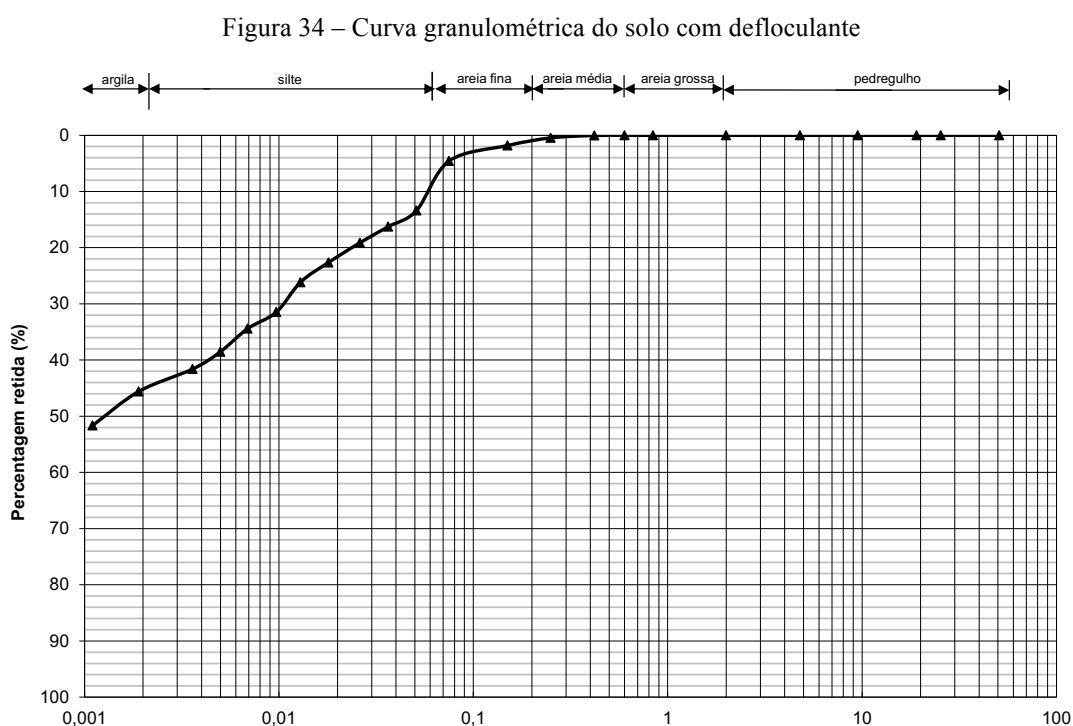
Para a primeira condição, visto que o índice de vazios já era elevado, tentou-se aumentá-lo em 15% e chegou-se, ao final, ao valor de $e=2,13$. Já para a segunda condição, tentou-se alcançar um índice de vazios mais próximo do habitualmente encontrado em argilas (da ordem de 1,5), entretanto, não foi possível tamanha redução, pois ao compactar o solo conforme as dimensões do anel metálico, a água presente nos vazios do solo começou a ser expulsa impedindo a situação idealizada. Chegou-se assim ao valor de 1,78, que seria o menor índice de vazios alcançável para esta umidade.

7 ANÁLISE DE RESULTADOS

Neste capítulo são apresentados os resultados experimentais dos ensaios de caracterização, dos 11 ensaios de cisalhamento direto e dos 4 ensaios edométricos realizados no solo residual objeto de estudo.

7.1 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO

A figura 34 apresenta a curva granulométrica do material resultante do ensaio de granulometria por sedimentação e peneiramento. A curva encontra-se apresentada em um gráfico semi-log, com o diâmetro equivalente das partículas em uma escala logarítmica e a porcentagem de partículas com diâmetro superior à abertura da peneira considerada (porcentagem retida) em escala linear.



(fonte: elaborada pelo autor)

Com base na curva granulométrica é possível definir o diâmetro efetivo em 0,001mm e calcular o coeficiente de não-uniformidade e de curvatura. Seus valores foram,

respectivamente, 4,4 e 27,5, o que indica um solo de uniformidade média com preponderância de partículas muito finas. A tabela 1 apresenta a composição granulométrica encontrada em concordância com a escala da ABNT.

Tabela 1 – Composição Granulométrica – Escala ABNT

Argila	Silte	Areia			Pedregulho
		Fina	Média	Grossa	
55%	36%	8%	1%	-	-

(fonte: elaborada pelo autor)

Sendo considerado um solo fino – 91% de partículas entre silte e argila - somente o conhecimento da distribuição granulométrica não é suficiente para conclusões sobre suas propriedades físicas e, por conseguinte, parâmetros como os índices de consistência apresentam grande influência. Os ensaios realizados apontaram para um limite de liquidez de 78 e um limite de plasticidade de 52, resultando em um índice de plasticidade de 26, que segundo o Quadro 6, é referido como altamente plástico.

Quanto a massa específica real dos grãos, foi encontrado um valor de 2,784 gf/cm³ (27,31 kN/m³). Tal valor encontra-se na faixa de valores típicos de solos residuais brasileiros propostos por Sandroni¹⁰ (1985, apud BERNARDES, 2003, p. 14). Ainda, ao analisar a coloração, homogênea e de tom avermelhado, é possível inferir que há boas condições de drenagem no local e provável presença de óxidos de ferro, o que justifica também o valor elevado do peso específico dos grãos.

Tabela 2 – Peso específico dos grãos e Limites de Atterberg

γ_s	LL	LP	IP
(g/cm ³)	(%)	(%)	(%)
2,784	78	52	26

(fonte: elaborada pelo autor)

10 SANDRONI, S. S. **Sampling and Testing of Residual Soils** – A review of international practice, Proceeding...Hong Kong: Scorpion Press, 1985.

Utilizando-se dos resultados dos ensaios de caracterização e dos sistemas de classificação discutidos no capítulo 5, podemos categorizar o solo coletado. Pelo sistema trilinear, definiu-se o solo simplesmente como uma argila. Pelo Sistema Unificado, primeiramente o solo foi classificado como material fino e em seguida, graças ao seu comportamento plástico, foi classificado como um silte de alta plasticidade (MH), o que é interessante visto que o maior percentual é de partículas argilosas. Já na Classificação do HRB, definiu-se como um solo argiloso com um Índice de Grupo 19 (A-7-5). Quanto ao Índice de Atividades das Argilas, encontrou-se um valor de 0,47, o que caracteriza uma argila inativa.

Quadro 10 – Classificação do solo

Sistema Trilinear	Sistema Unificado	HRB
Argila	MH	A-7-5

(fonte: elaborada pelo autor)

7.2 ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO

7.2.1 Ensaio realizado na condição inundada

Foram realizados 4 ensaios em corpos de prova na condição de inundação. A Tabela 3 apresenta os índices físicos peso específico aparente, índice de vazios, grau de saturação e teor de umidade antes e depois dos ensaios realizados na condição inundada.

Tabela 3 – Índices Físicos – condição inundada

Ensaio	γ_a	e	S	ω_0	ω_f
	(kN/m)	(-)	(%)	(%)	(%)
50 kPa	9,10	2,00	88,2	63,4	70,4
100 kPa	9,09	2,00	90,0	64,8	70,3
200 kPa	9,44	1,89	90,1	61,2	65,2
400 kPa	8,89	2,07	86,3	64,1	60,8

(fonte: elaborada pelo autor)

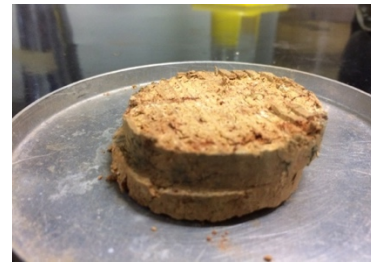
Nas figuras 35 e 36 são apresentadas fotos dos corpos de prova imediatamente após o ensaio e após secagem na estufa. Tal procedimento foi realizado com todas as amostras para determinação do teor de umidade pós-ensaio em comparação com o valor inicial. Percebeu-se que quando submetida a maior tensão, 400kPa, ocorreu uma expulsão da água do corpo de prova ao invés de absorção como nos demais casos, entretanto, todos corpos de prova já podiam ser considerados como próximos da saturação (segundo Tabela 3) mesmo antes da inundação, por apresentarem graus de saturação iniciais da ordem de 86-90%.

Figura 35 – Corpo de prova úmido após ensaio 50kPa inundado



(fonte: foto do autor)

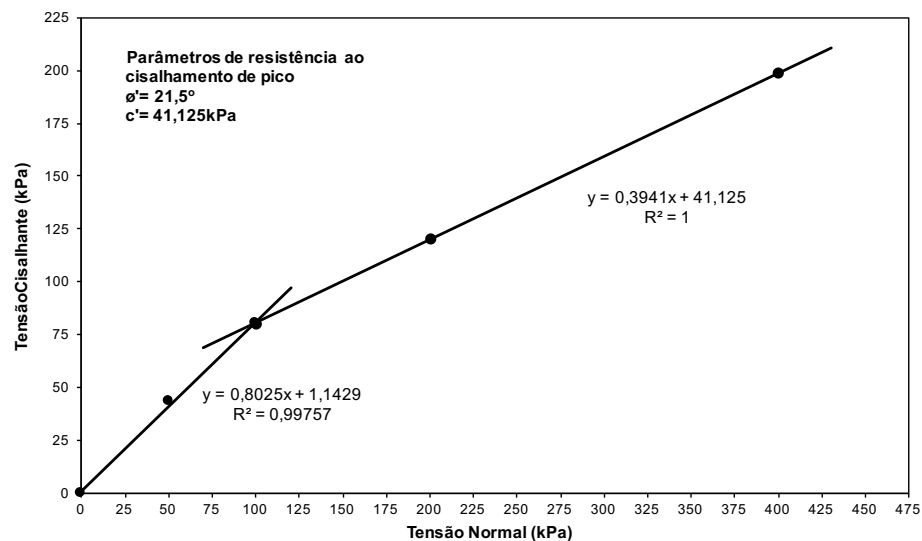
Figura 36 – Corpo de prova seco após ensaio 50kPa inundado



(fonte: foto do autor)

Obtida por regressão linear a partir dos quatro ensaios em condição inundada, a Figura 37 apresenta a envoltória bilinear de resistência ao cisalhamento. A aproximação mostrou-se bastante satisfatória com coeficientes de determinação R^2 de 0,997 e 1. O ângulo de atrito determinado para as maiores tensões foi de $21,5^\circ$ e o intercepto coesivo de 41,1 kPa.

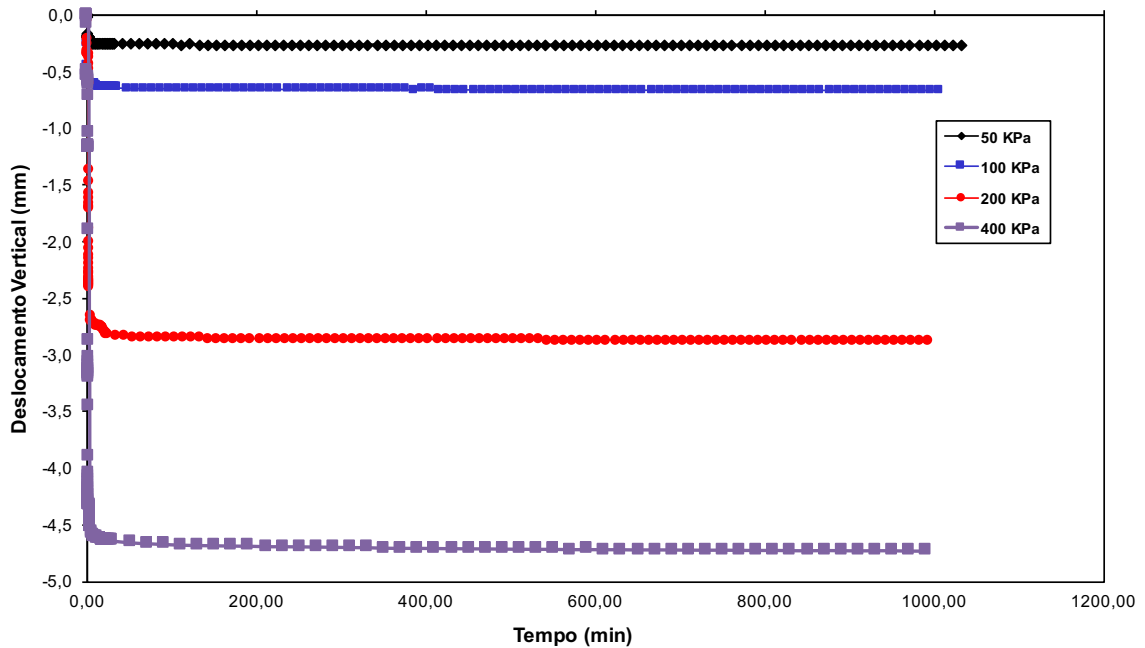
Figura 37 – Envoltória de Resistência ao Cisalhamento de Pico – condição inundada



(fonte: elaborada pelo autor)

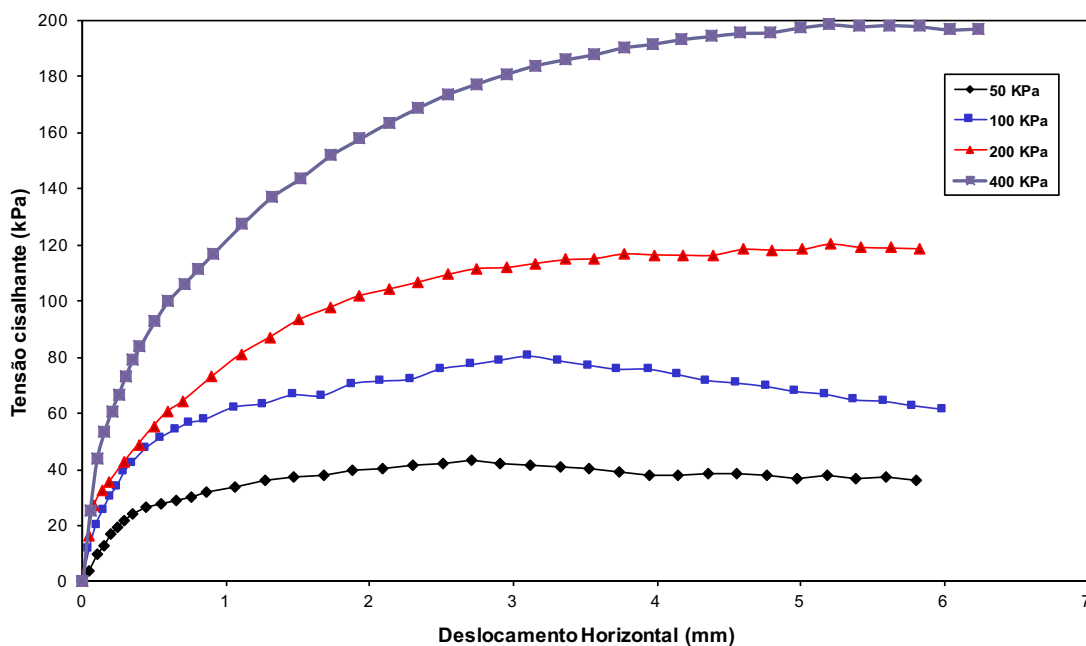
São também apresentados abaixo os seguintes gráficos: deslocamento vertical por tempo antes da aplicação do carregamento lateral (Figura 38), tensão cisalhante por deslocamento horizontal (Figura 39) e deslocamento vertical por deslocamento horizontal (Figura 40).

Figura 38 – Deslocamento Vertical x Tempo – condição inundada



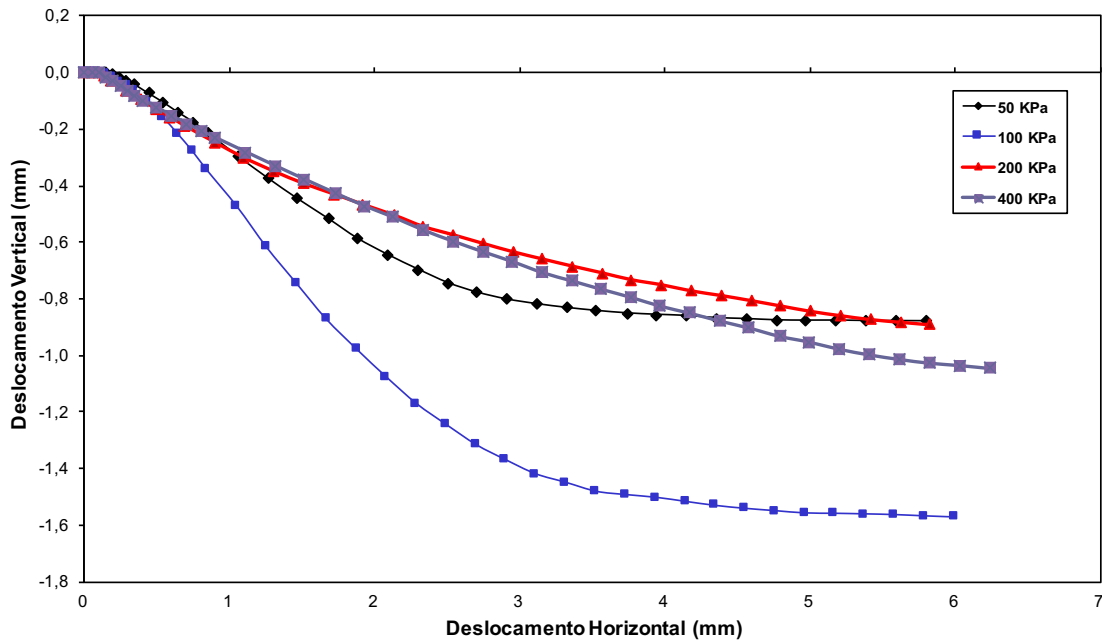
(fonte: elaborada pelo autor)

Figura 39 – Tensão Cisalhante x Deslocamento Horizontal – condição inundada



(fonte: elaborada pelo autor)

Figura 40 – Deslocamento Vertical x Deslocamento Horizontal – condição inundada



(fonte: elaborada pelo autor)

Não foi constatada a formação de picos acentuados de resistência ao cisalhamento, sendo a tensão de ruptura encontrada praticamente com o máximo deslocamento em todos os casos.

Quanto à variação volumétrica, todos os ensaios na condição inundada apresentaram contração durante o cisalhamento, mas a maior deformação vertical, 1,6mm, ocorreu no ensaio de 100kPa, sendo praticamente similar nos outros ensaios com um valor de aproximadamente 0,8mm de contração. Somado a isso, o ensaio aos 100kPa foi o único a apresentar uma queda da tensão cisalhante após um pequeno pico e encontrar-se um pouco mais distante da envoltória de resistência.

7.2.2 Ensaios realizados com umidades próximas do LP

Neste item são apresentados os resultados dos ensaios realizados com umidades iniciais próximas do LP. A Tabela 4 apresenta os índices físicos das amostras cuja umidade encontra-se próxima do limite de plasticidade. São apresentados peso específico aparente, índice de vazios, grau de saturação e teor de umidade antes e depois dos ensaios.

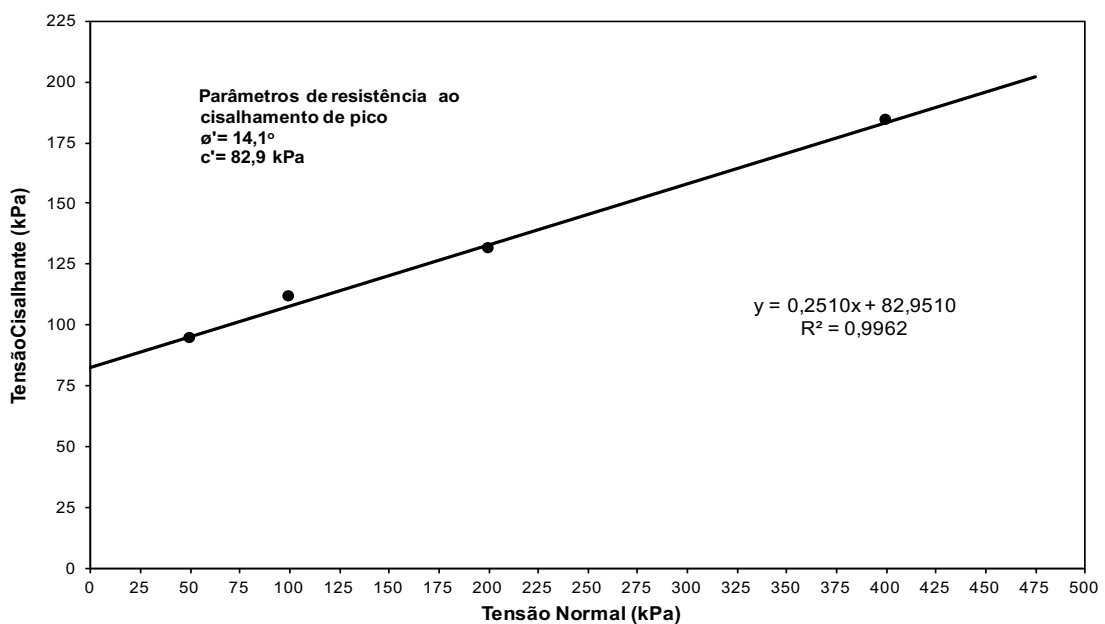
Tabela 4 – Índices Físicos dos Ensaio de Cisalhamento - umidade do LP

Ensaio	γ_d	e	S	ω_0	ω_f
	(kN/m)	(-)	(%)	(%)	(%)
50 kPa	8,96	2,04	72,4	53,2	51,9
100 kPa	9,22	1,96	73,9	52,1	51,9
200 kPa	8,74	2,12	69,0	52,6	52,0
400 kPa	8,95	2,05	70,5	51,9	51,5

(fonte: elaborada pelo autor)

Percebe-se a redução do grau de saturação para valores próximos de 70%, em comparação com a umidade natural encontrada em campo, isso representa uma diminuição em 20%, fazendo com o que o solo deixe de ser considerado saturado e passe a ser visto como muito úmido (Quadro 4). Na Figura 41 é apresentada a envoltória de resistência ao cisalhamento, obtida por regressão linear a partir dos quatro ensaios realizados nessa umidade e verifica-se um coeficiente R^2 de 0,9962. O ângulo de atrito encontrado foi de 14° e o intercepto coesivo de 83,0 kPa.

Figura 41 – Envoltória de Resistência ao Cisalhamento de Pico – umidades próximas do LP



(fonte: elaborada pelo autor)

Os resultados indicam que a redução da umidade (e grau de saturação) provocaram um ganho substancial da parcela de coesão e também uma diminuição do ângulo de atrito. A tabela 5 compara os parâmetros dos dois ensaios e percebe-se o aumento de 41,8kPa no intercepto coesivo ao reduzir a saturação de ~100% para 70%. Quanto aos valores do ângulo de atrito, ele sofreu uma diminuição de 7,4°.

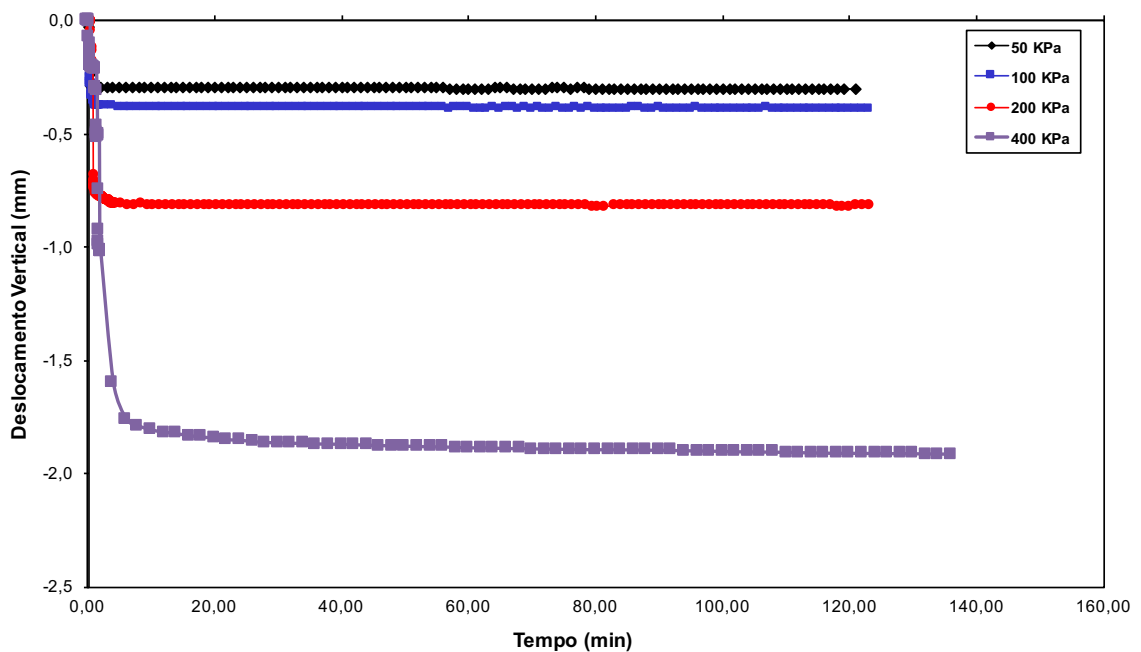
Tabela 5 – Parâmetros de resistência dos ensaios de cisalhamento direto

Condição	ϕ'	c'
	(°)	(kPa)
Inundada	21,5	41,1
Umidade próxima ao LP	14,1	82,9

(fonte: elaborada pelo autor)

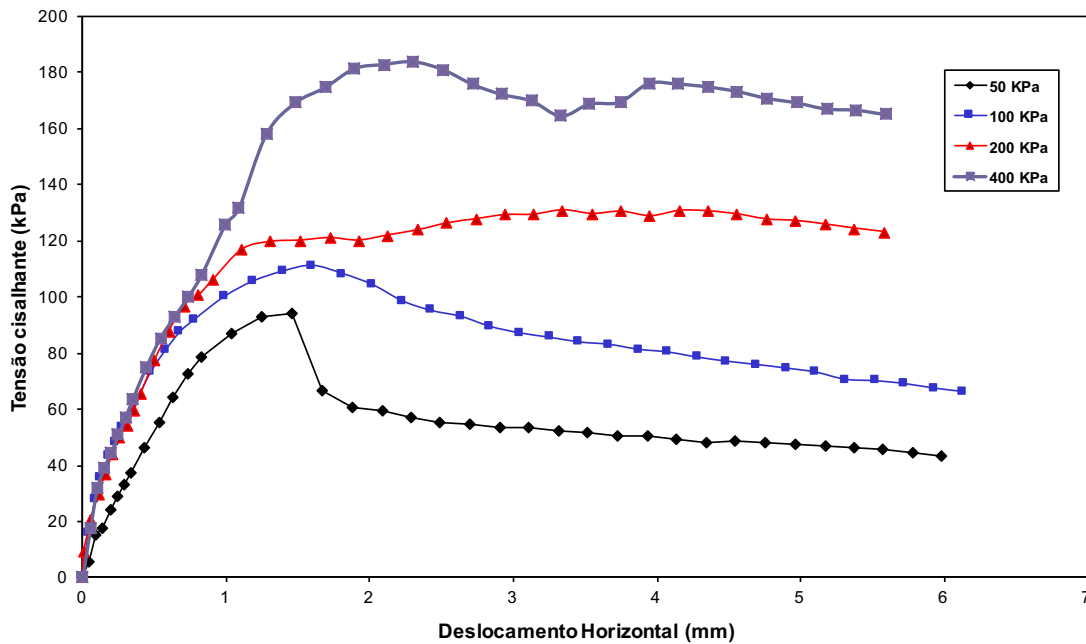
São também apresentados abaixo os gráficos de deslocamento horizontal por tempo antes do início do ensaio (Figura 42) de tensão cisalhante por deslocamento horizontal (Figura 43) e de deslocamento vertical por deslocamento horizontal (Figura 44).

Figura 42 – Deslocamento Vertical x Tempo – umidades próximas do LP



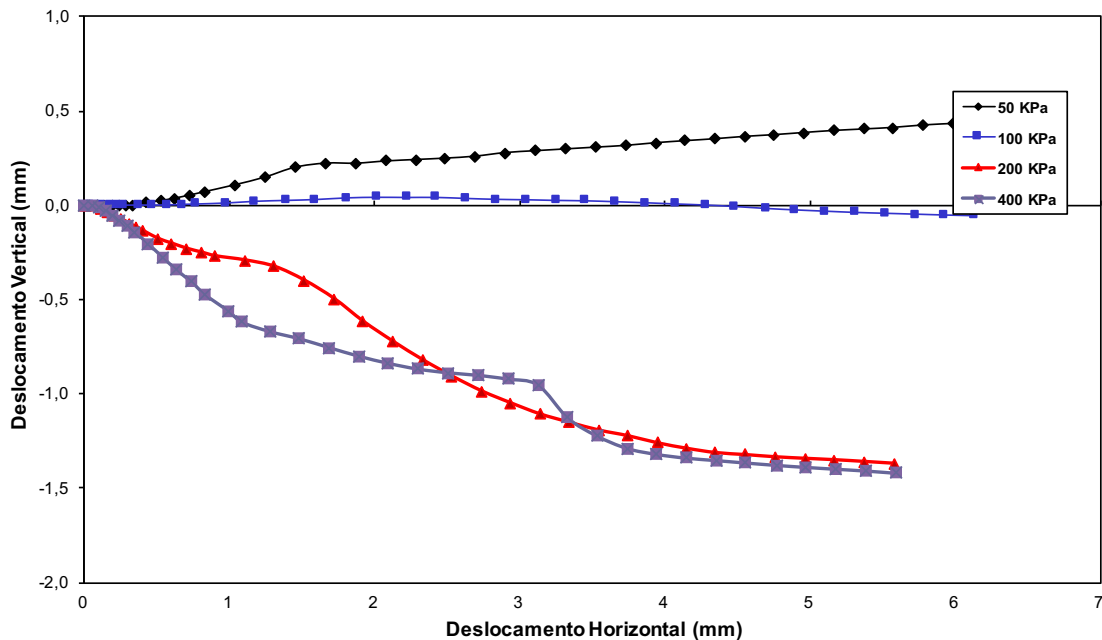
(fonte: elaborada pelo autor)

Figura 43 – Tensão Cisalhante x Deslocamento Horizontal - umidades próximas do LP



(fonte: elaborada pelo autor)

Figura 44 – Deslocamento Vertical x Deslocamento Horizontal - umidades próximas do LP



(fonte: elaborada pelo autor)

Observa-se nos gráficos de tensão x deslocamento que, nas cargas mais baixas, foram constatados picos de resistência bem definidos com queda acentuada após a ruptura até alcançar a tensão pós-pico. A ruptura normalmente é alcançada com um deslocamento

horizontal em torno de 1,5mm, chegando a ~2,2mm na tensão mais elevada. Com o aumento das cargas verticais, este comportamento de pico deixa de existir e o solo apresenta um comportamento dúctil, alcançando a ruptura com deslocamentos maiores e um pico de resistência suave.

Quanto à variação volumétrica, ocorre expansão do corpo de prova para a tensão vertical mais baixa (50kPa), variação volumétrica praticamente nula na tensão axial de 100kPa e reduções de volume similares para as cargas de 200 e 400kPa.

7.2.3 Ensaio realizados com umidades abaixo do LP

Quanto à última sequência de ensaios, com a umidade reduzida em torno de 20% abaixo do limite de plasticidade, na tabela 6 encontram-se as características do corpo de provas antes e pós-ensaio. Observa-se que na tensão de 100kPa, após ter se iniciado o ensaio com uma umidade similar às demais, houve inundação durante o cisalhamento.

Tabela 6 – Índices Físicos dos Ensaio de Cisalhamento – umidades abaixo do LP

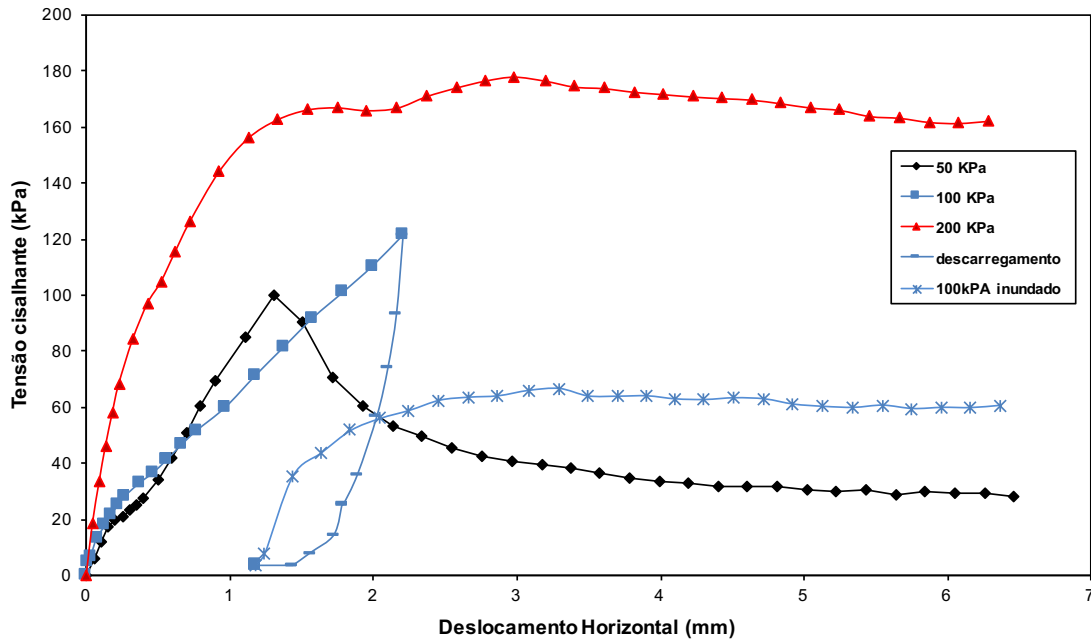
Ensaio	γ_d	e	S	ω_0	ω_f
	(kN/m)	(-)	(%)	(%)	(%)
50 kPa	9,26	1,95	58,3	40,8	40,7
100 kPa	9,47	1,88	56,6	38,3	63,7
200 kPa	8,82	2,09	56,1	42,2	41,3

(fonte: elaborada pelo autor)

As figuras 45 e 46 apresentam, respectivamente, os gráficos de deslocamento vertical por deslocamento horizontal e tensão cisalhante por deslocamento horizontal. Percebe-se por elas que, novamente, à medida que a tensão axial aumenta, o comportamento do solo passa de frágil a dúctil e que para baixos níveis de tensão o pico de resistência ocorre antes de o solo iniciar o processo de expansão volumétrica. Quanto ao ensaio do corpo de prova de 100kPa, era esperado que ocorresse a formação de pico caso o ensaio tivesse seguido sem alteração nas condições de saturação. Entretanto, com a entrada d'água, mudou a saturação do corpo e aconteceu o colapso traduzido pela variação vertical de 1,8mm no sentido da contração e pela resistência atingindo o patamar de 60-65kPa. Assim sendo, o solo atingiu os mesmos valores,

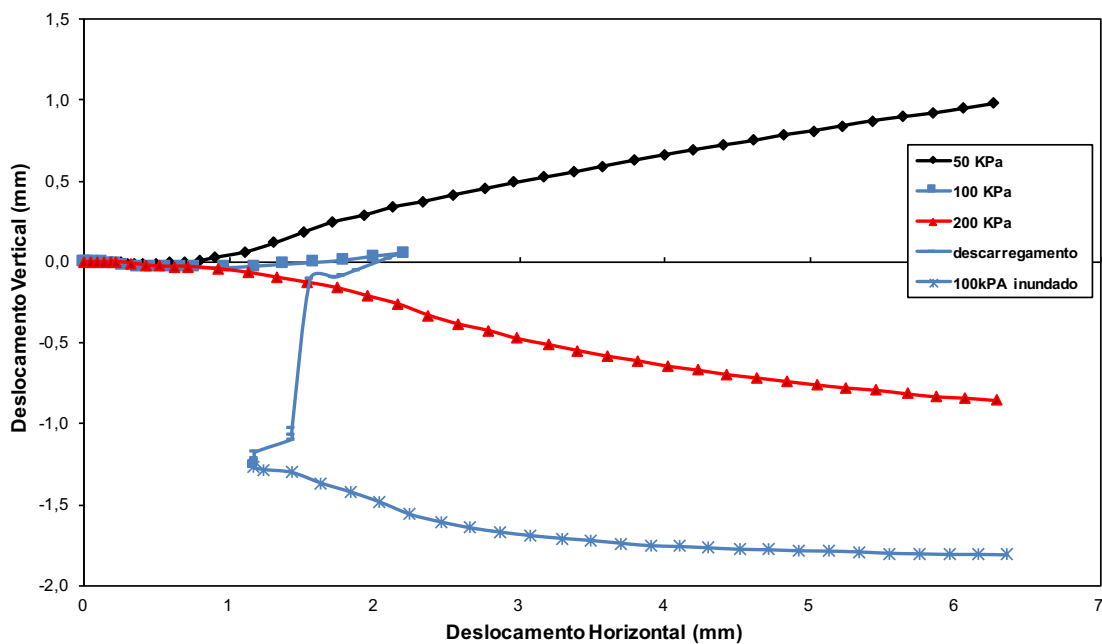
tanto de variação volumétrica como de resistência, encontrados anteriormente no ensaio em condição inundada desde o início; a saturação inicial ou posterior implica no mesmo comportamento.

Figura 45 – Tensão Cisalhante x Deslocamento Horizontal – umidades abaixo do LP



(fonte: elaborada pelo autor)

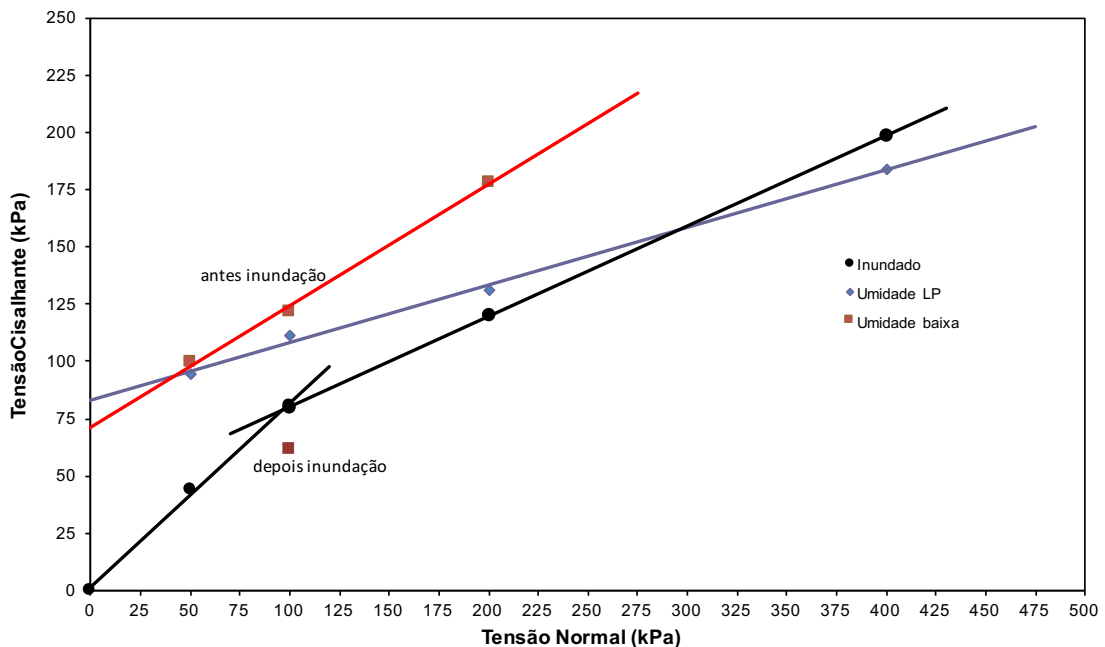
Figura 46 – Deslocamento Vertical x Deslocamento Horizontal – umidades abaixo do LP



(fonte: elaborada pelo autor)

Em relação aos parâmetros de resistência, por mais que tenham sido estabelecidos através de apenas dois pontos acredita-se que eles reflitam parâmetros muito próximos da realidade, visto a excelente correlação e definição das envoltórias de resistência anteriores. As envoltórias de resistência dos ensaios nas três condições foram plotadas em um mesmo gráfico (Figura 47) e os parâmetros resumidos na tabela 7. Percebeu-se que com essa diminuição ainda maior do grau de saturação do solo, o comportamento de resistência mudou novamente, apresentando uma queda na coesão e um aumento considerável do ângulo de atrito.

Figura 47 – Envoltória de Resistência ao Cisalhamento de Pico – todos ensaios



(fonte: elaborada pelo autor)

Tabela 7 – Parâmetros de resistência dos ensaios de cisalhamento direto

Condição	ϕ'	c'
	(°)	(kPa)
Inundada	21,5	41,1
Umidade ~ LP	14,1	82,9
Umidade ~40%	27,6	73,6

(fonte: elaborada pelo autor)

7.3 ENSAIOS DE ADENSAMENTO

A Tabela 8 apresenta as condições iniciais dos corpos de prova ensaiadas e seus principais índices físicos.

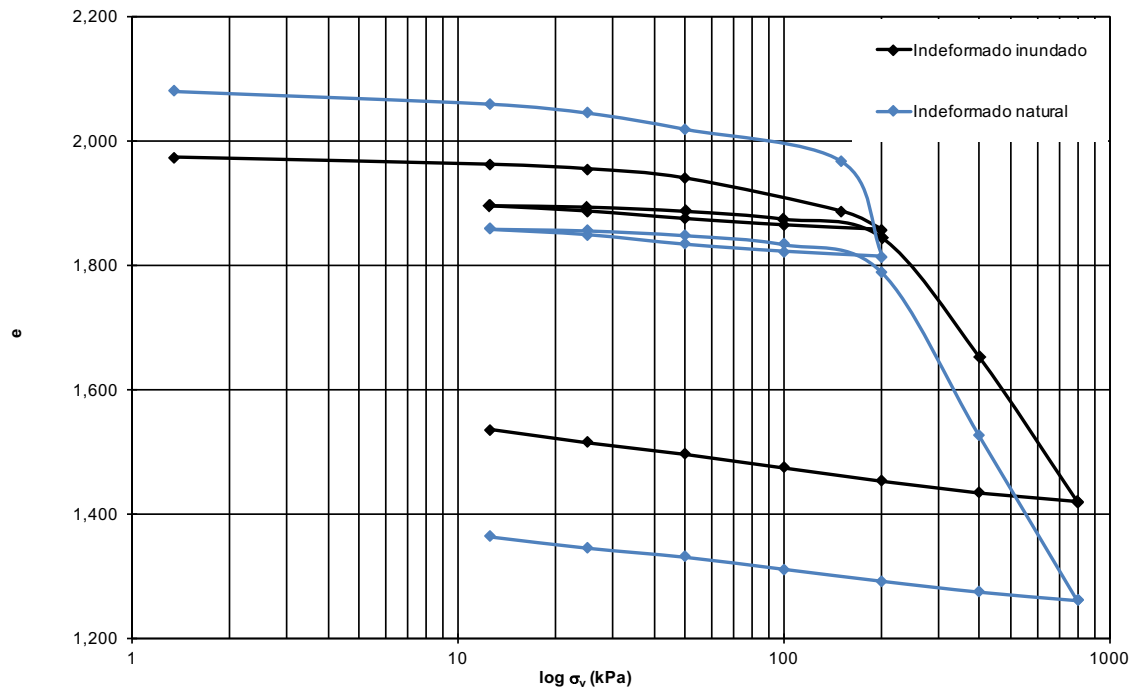
Tabela 8 – Índices Físicos dos Ensaio de Adensamento

Ensaio	γ_d	e	S	ω_0	ω_f
	(kN/m)	(-)	(%)	(%)	(%)
Indeformado Inundado	9,18	1,97	86,9	61,6	57,1
Indeformado Natural	8,86	2,08	84,2	62,9	58,4
Remoldado $e=2,13$	8,71	2,13	81,6	62,6	54,8
Remoldado $e=1,78$	9,81	1,78	97,7	62,6	53,4

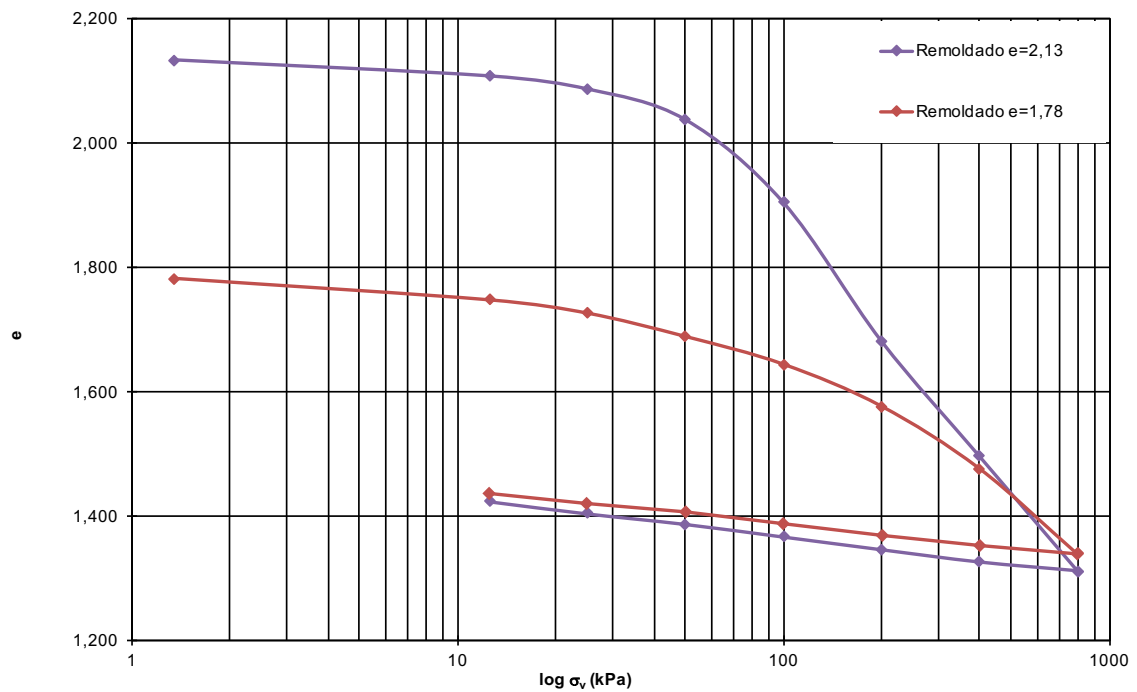
(fonte: elaborada pelo autor)

Todos corpos de prova foram ensaiados com teores de umidade similares, caracterizando de acordo com a fórmula 15, uma consistência média – índice de consistência em torno de 0,6. Também se confirma a impossibilidade encontrada na remoldagem ao tentar reduzir o índice de vazios para valores menores que 1,78 mantendo-se o teor de umidade, pois o corpo de prova remoldado nessa condição encontra-se com uma saturação de praticamente 100%.

Diferentemente dos ensaios de cisalhamento direto, a umidade natural de campo foi mantida em todos os ensaios edométricos e o objetivo, nesse caso, era permitir uma comparação de compressibilidade no comportamento de amostras indeformadas e remoldadas com maior ou menor índice de vazios. Com os dados obtidos para cada nível de carregamento aplicado aos corpos de prova e através das leituras do relógio comparador e dos tempos através dos cronômetros, foram montadas planilhas de cálculo e gerados gráficos. Nas figuras 48 e 49, são apresentadas as curvas obtidas em gráficos de índice de vazios (e) por tensão vertical efetiva (σ'_v) e, a partir dessas curvas, foram determinados os índices de compressão, recompressão e expansão do solo que estão apresentados na Tabela 9.

Figura 48 – Curva e x $\log \sigma_v$ - Amostras indeformadas

(fonte: elaborada pelo autor)

Figura 49 – Curva e x $\log \sigma_v$ - Amostras remoldadas

(fonte: elaborada pelo autor)

Tabela 9 – Índices de compressibilidade dos corpos de prova

Ensaio	C_c	C_r	C_s
	(-)	(-)	(-)
Indeformado Inundado	0,771	0,050	0,066
Indeformado Natural	0,874	0,086	0,059
Remoldado e=2,13	0,656	0,070	0,064
Remoldado e=1,78	0,455	0,095	0,055

(fonte: elaborada pelo autor)

A comparação entre os comportamentos do solo na condição inundada e natural mostra uma redução da compressibilidade do solo como um todo. Além disto, o solo na umidade natural mostrou uma curva de cedência (tensão de pré-carregamento virtual) bastante pronunciada, ao contrário do corpo de prova inundado.

Na condição natural, o índice de compressão ficou em 0,874 para o solo indeformado e nos remoldados, apresentou-se maior na amostra menos compactada, 0,656, enquanto na amostra com índice de vazios menores encontrou-se 0,455. Já os índices de recompressão apresentaram uma pequena variação nos diferentes ensaios, ficando no intervalo entre 0,050 e 0,095 e os de expansão, todos muito similares com valores da ordem de 0,060.

A comparação entre os solos na condição natural demonstra que o solo indeformado apresenta maior rigidez inicial que os solos remoldados fazendo com que a redução do índice de vazios aconteça frente a maiores tensões aplicadas, independente do índice de vazios inicial. Entretanto, passada a tensão de cerca de 140kPa, o solo indeformado apresenta uma tendência a compressão mais elevada e converge para o comportamento do solo remoldado alcançando índices de vazios finais semelhantes. A essa tensão dá-se o nome de tensão de plastificação (ou de pré-adensamento virtual) e ela representa justamente a destruição da estrutura do solo, com quebra de ligações entre partículas e/ou desordem no arranjo de grãos ocasionando uma mudança brusca de comportamento e aproximando o solo da condição desestruturada. Segundo Hight e Leroueil (2002), a plastificação da estrutura pode ser identificada por uma descontinuidade no comportamento tensão-deformação do solo, quando o mesmo é submetido a um carregamento monotônico e que sob compressão unidimensional, a plastificação é seguida por uma diminuição acentuada do índice de vazios na curva de compressão.

Ainda, segundo Vaughan (1988), essa tensão de plastificação pode ser considerada semelhante à tensão de pré-adensamento em solos sedimentares, considerando apenas que em solos estruturados esta se deve à cimentação e à ligação entre partículas e não à sua história de tensões. Assim, optou-se por calcular os valores das tensões de pré-adensamento de acordo com os métodos de Casagrande e Pacheco Silva descritos em 4.11.1, e considerá-las como a tensões de pré-adensamento virtual.

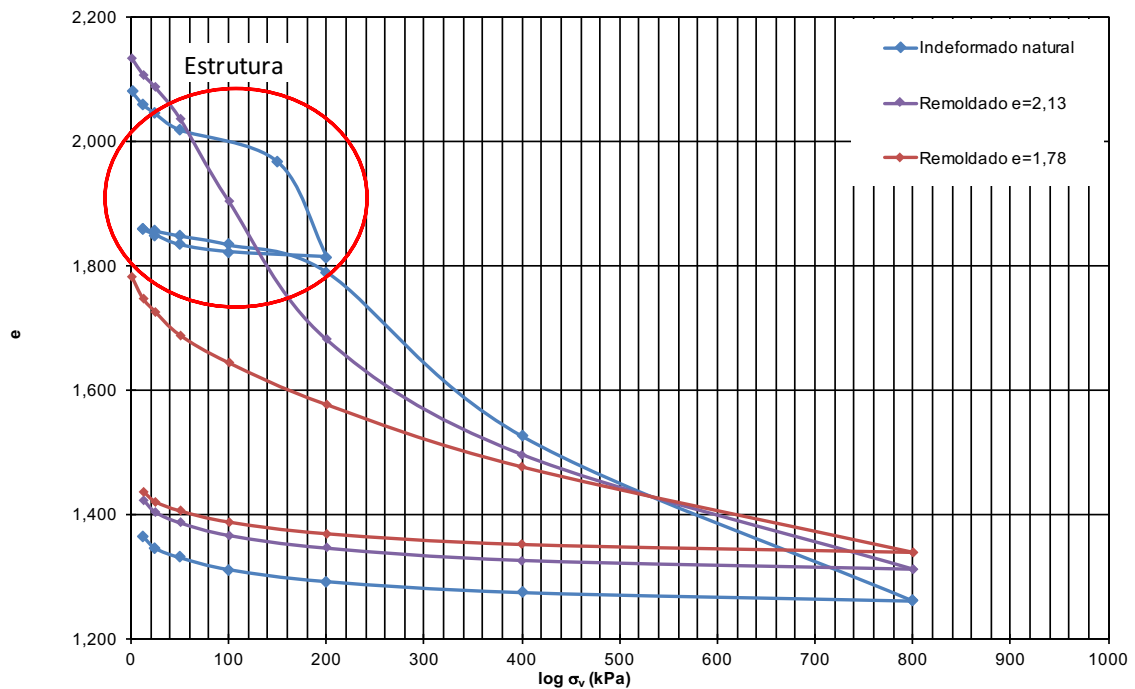
Tabela 10 – Tensão de pré-adensamento virtual dos corpos de prova

Ensaio	σ'_{vm} (Casagrande)	σ'_{vm} (Pacheco Silva)
	(kPa)	(kPa)
Indeformado Inundado	215	190
Indeformado Natural	140	140
Remoldado e=2,13	65	60
Remoldado e=1,78	não aplicável	não aplicável

(fonte: elaborada pelo autor)

Percebemos que no solo indeformado na condição natural, a plastificação acontece com uma tensão de 140kPa e isso justifica os resultados encontrados anteriormente: índice de compressão do solo indeformado maior que nos solos remoldados porque a reta virgem antecede essa quebra de estrutura e, índices de descompressão e recompressão dos solos remoldados da mesma ordem que no solo indeformado pois é uma situação posterior à plastificação.

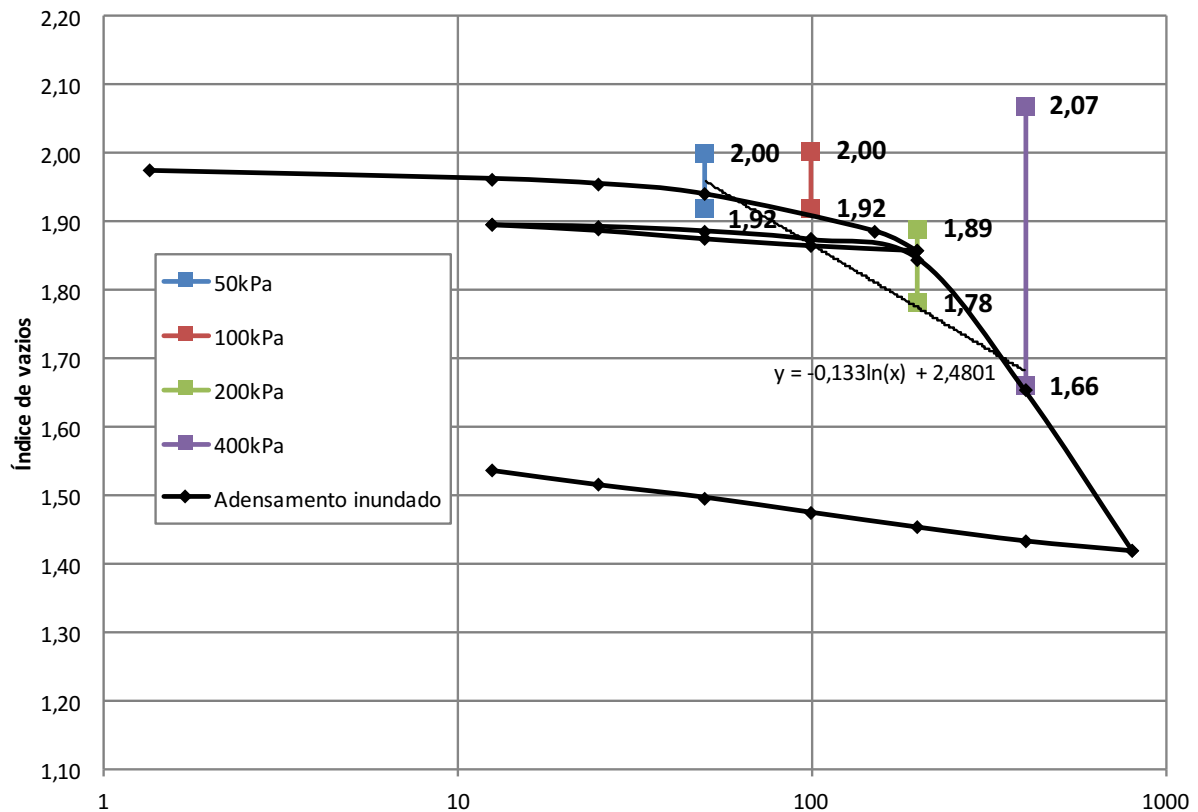
Na figura 50, as mesmas curvas são apresentadas com σ'_v em escala linear para os ensaios realizados em condição natural. Nesse tipo de gráfico, a desestruturação apresentada pelo corpo de prova remoldado é evidenciada. Percebe-se o comportamento constante dos corpos de prova remoldados e a formação de uma irregularidade, uma espécie de “joelho” no ensaio indeformado natural, que caracteriza a existência de uma estrutura. Após o alcance da tensão de pré-adensamento, percebe-se tendência de estabilização passando a se comportar de forma análoga aos ensaios remoldados.

Figura 50 – Curva e x σ_v 

(fonte: elaborada pelo autor)

Como há ensaios de cisalhamento direto e de adensamento realizados nas mesmas condições - condição inundada - traçou-se um gráfico na escala logarítmica do índice de vazios pela tensão aplicada para comparar ambos. Entretanto, a aparelhagem utilizada nos ensaios de cisalhamento revelou uma limitação do ensaio: as garras presentes na placa utilizadas na montagem da caixa de cisalhamento penetram na amostra quando a carga axial é aplicada, e essa penetração acaba mascarando o resultado da variação da altura da amostra e assim, não é possível acompanhar a variação real do índice de vazios tempo a tempo durante o ensaio. Entretanto, ainda é possível obter com precisão o índice de vazios inicial e final. O primeiro é calculado a partir das dimensões do anel antes da aplicação de qualquer carga e o segundo, a partir da umidade final pós-ensaio considerando o corpo de prova totalmente saturado. A figura 51 traz esses resultados.

Figura 51 – Redução do Índice de Vazios – condição inundada – escala log



(fonte: elaborada pelo autor)

Em cada ensaio, todos os corpos de prova atingiram valores finais do índice de vazios muito semelhantes aos obtidos no ensaio de adensamento, encontrando-se praticamente sobre a reta de adensamento. Além disso, essa variação do índice de vazios observada é condizente com a intensidade de cada carga, sendo semelhante nas tensões inferiores a tensão de ruptura da estrutura presente e maiores para as tensões de 200 e 400kPa.

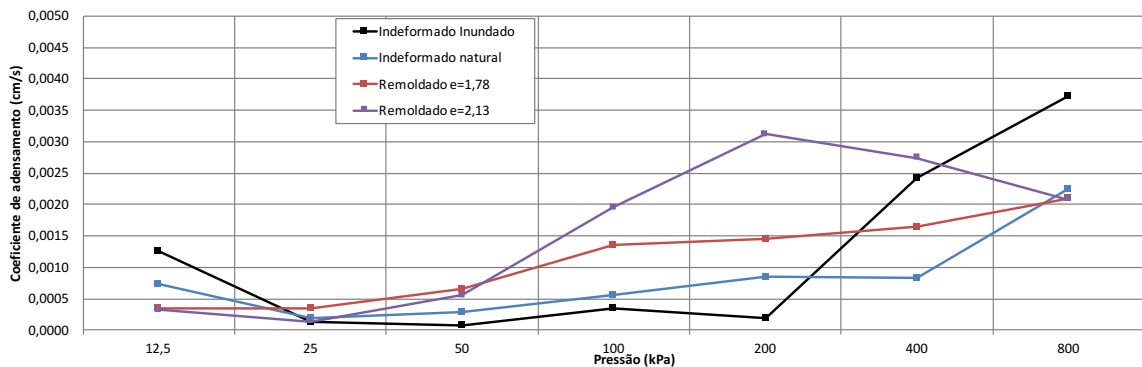
Por fim, tentou-se calcular o coeficiente de adensamento para cada tensão à qual os corpos de prova foram submetidos. Através das curvas de adensamento $h \times \log(t)$ aplicou-se o Método de Casagrande considerando-se que as deformações são relativamente pequenas e que não ocorre ponto de inflexão na curva (adensamento secundário não foi detectado). A tabela 11 apresenta os valores de c_v obtidos para cada estágio de tensão vertical efetiva no ensaio odométrico.

Tabela 11 – Coeficiente de adensamento

Tensão (kPa)	Coeficiente de adensamento (cm/s)			
	Indeformado Inundado	Indeformado natural	Remoldado e=1,78	Remoldado e=2,13
12,5	12,6e-4	7,3e-4	3,5e-4	3,2e-4
25	1,4e-4	1,9e-4	3,4e-4	1,4e-4
50	0,8e-4	2,9e-4	6,6e-4	5,5e-4
100	3,5e-4	5,6e-4	13,5e-4	19,5e-4
200	1,8e-4	8,5e-4	14,5e-4	31,2e-4
400	24,2e-4	8,3e-4	16,4e-4	27,4e-4
800	37,3e-4	22,4e-4	20,9e-4	20,8e-4

(fonte: elaborada pelo autor)

Figura 52 – Coeficiente de adensamento



(fonte: elaborada pelo autor)

Nota-se que em todos os casos o coeficiente ficou na ordem de 10^{-3} a 10^{-4} cm/s, condizente com um solo argiloso, porém, não houve um padrão lógico em seus valores com o aumento das tensões aplicadas sendo os maiores valores encontrados para as maiores tensões. Ainda, de acordo com o formato da maioria dos gráficos $h \times \log(t)$, é possível inferir a ocorrência de fluência, ou seja, o adensamento nesse caso não está dominado pelo processo de dissipação da poro-pressão, e sim por quebra interna de micro-estrutura.

8 CONCLUSÕES

A região de estudo se encontra na porção sudeste da unidade geológica Bacia do Paraná, a qual apresenta rochas vulcânicas da Formação Serra Geral sobre arenitos da Formação Botucatu. Essas rochas vulcânicas podem ser subdivididas em básicas inferiores e ácidas superiores e acredita-se que o material objeto de análise do estudo se trate de um solo residual derivado de processo de alteração e decomposição da rocha vulcânica ácida riodacito. Destes processos de alteração, substituição de argilominerais e formação de estruturas e agregações, decorre algumas das características observadas, como a coloração avermelhada, o peso específico natural elevado ($2,784 \text{ gf/cm}^3$) e a manutenção de índices de vazios da ordem de 2,0 em campo. Esse solo que se encontra distribuído com uma uniformidade média e preponderância de partículas muito finas, apresenta um limite de liquidez de 78% e um limite de plasticidade de 52%, caracterizando um solo altamente plástico de índice de plasticidade 26%. Ao aplicar os sistemas habituais de classificação, ele se enquadrou como uma argila pelo Sistema Trilinear, como um silte de alta plasticidade (MH) pelo Sistema SUCS e como um solo argiloso A-7-5 de Índice de Grupo 19 pelo Sistema HRB.

Com a realização dos ensaios de laboratório de cisalhamento direto e adensamento, percebeu-se a influência da estrutura no comportamento do solo, que semelhantemente ao efeito de um pré-adensamento, faz com que na condição indeformada o solo apresente maior rigidez e formação de pico de resistência bem marcado. A partir de tensões da ordem de 140kPa, quando essa estrutura apresenta cedência, acontece uma alteração no seu comportamento e o solo passa a apresentar uma compressibilidade maior e uma tendência à ruptura dúctil no cisalhamento direto.

Em relação aos parâmetros geotécnicos característicos, foram percebidas mudanças com o processo de secagem em torno do LP. De modo geral, há ganhos expressivos da resistência ao cisalhamento direto com a diminuição do grau de saturação do solo, entretanto, os parâmetros de resistência coesão e ângulo de atrito variam com a umidade. Apesar da compreensão das razões de tal comportamento ser bastante interessante do ponto de vista da caracterização do material e das possibilidades de emprego em obras de engenharia, acredita-se que para ela

recairia em uma análise detalhada da microestrutura do solo e de ensaios que incluíssem a sucção, como a geração de curvas característica.

Como sugestão para trabalhos futuros, propõe-se aprofundar o estudo do efeito da estrutura sobre o comportamento geomecânico do solo residual em questão. Também se indica a realização de ensaios específicos que possibilitem a compreensão do efeito da sucção no comportamento resistivo desse solo e das diferenças que ocorreriam caso fosse realizado um processo de umedecimento ao invés do processo de secagem. Além disso, permanece como proposição, a repetição dos ensaios de cisalhamento com controle das deformações para que seja possível estabelecer a variação precisa do volume dos corpos de prova e assim, definir a região crítica e antecipar os índices de vazios para os quais o solo tende a se estabilizar em cada tensão aplicada.

REFERÊNCIAS

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6457**: Amostras de solo – Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Rio de Janeiro, 2016.
- _____. **NBR 6489**: Solo - Determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro, 2016.
- _____. **NBR 6502**: Rochas e solos – Terminologia. Rio de Janeiro, 1995.
- _____. **NBR 7180**: Solo - Determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro, 2016.
- BARTORELLI, A.; HARALYI, N. Geologia do Brasil. In: OLIVEIRA, A. M. dos S.; BRITO, S. N. A.de (Ed.). **Geologia de Engenharia**. 1. ed. São Paulo: ABGE, 1998. p. 57-67.
- BASTOS, C. A. B. **Mapeamento e caracterização geomecânica das unidades geotécnicas de solos oriundos dos granitos, gnaisses e migmatitos de Porto Alegre**. 1991. 156 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1991.
- BLIGHT, G. E.; LEONG, E. C. **Mechanics of Residual Soils**. 2. ed. Leiden: CRC Press, 2012.
- BORSATTO, S. **Contribuição ao estudo geológico-geotécnico da área urbana de Caxias do Sul – RS**. 2011. 96 p. Trabalho de Diplomação (Graduação em Geologia) – Instituto de Geociências, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2011.
- CAPUTO, H. P. **Mecânica dos solos e suas aplicações**. 6. ed. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos, 1988. v.1
- DAS, B. M. **Principles of Geotechnical Engineering**. 7. ed. Stamford: Cengage Learning, 2010.
- FAURGS; IPURB. **Revisão e Atualização do Plano Diretor de Bento Gonçalves**. Bento Gonçalves, 2015.
- FERREIRA, S. R. de M.; OLIVEIRA, J. T. R. de; GONZÁLEZ, Y. V. Técnicas de amostragem e preparação de amostras. In: CARVALHO, J. C. de; JUNIOR, G. de F. N. G.; MACHADO, S. L.; MASCARENHA, M. M. dos A.; FILHO, F. C. da S. (Org.). **Solos não saturados no contexto geotécnico**. 1. ed. São Paulo: ABMS, 2015. p. 145-179.
- FILHO, C. L. M.; NUMMER, A. V. **Introdução à Geologia de Engenharia**. 5. ed. Santa Maria: Ed. da UFSM, 2014.
- FIORI, A.P.; CARMIGNANI, L. **Fundamentos de mecânica dos solos e das rochas**. 2. ed. Curitiba: UFPR, 2011.
- FOLQUE, J. **Prontuário de engenharia de solos**. Lisboa: Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 1988.
- FOOKES, P. G. (Ed.). **Tropical residual soils**. London: Geological Society, 1997.

HIGHT, D. W.; LEROUEIL, S. **Behaviour and properties of natural soils and soft rocks.** In: CHARACTERIZATION AND ENGINEERING PROPERTIES OF NATURAL SOILS, 2002.

INTERNATIONAL ASSOCIATION FOR ENGINEERING GEOLOGY AND THE ENVIRONMENT. **Classification of rocks and soils for engineering geology mapping. Part 1: Rock and soil materials.** 1979. Bulletin of the International Association of Engineering Geology, v.19.

INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA. **Folha Sh.22 Porto Alegre e parte das Folhas SH.21 Uruguaiana e SI.22 Lagoa Mirim.** Rio de Janeiro: IBGE, 1986.

INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA. **Manual Técnico de Pedologia.** Rio de Janeiro, 2007.

LEINZ, V.; CAMPOS, J. E. de S. **Guia para a determinação de minerais.** São Paulo: Companhia Editora Nacional, 1971.

LEMOS, R. C. de; SANTOS, R. D. dos. **Manual de descrição e coleta de solo no campo.** 3. ed. Campinas: Sociedade Brasileira de Ciência do Solo, 1996.

MITCHELL, J. K.; SITAR, N. **Engineering properties of tropical residual soils.** In: ASCE GEOTECHNICAL ENGINEERING SPECIALTY CONFERENCE ON ENGINEERING AND CONSTRUCTION IN TROPICAL AND RESIDUAL SOILS, 1982, Honolulu. **Proceedings...** ASCE, 1982. p. 30-57.

MUNSELL COLOR COMPANY. **Munsell Soil Color Charts.** New Windsor, 1994.

NOGAMI, J. S.; VILLIBOR, D. F. **Uma nova classificação de solos para finalidades rodoviárias.** In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE SOLOS TROPICAIS EM ENGENHARIA, 1981, Rio de Janeiro.

OLIVEIRA, J.B.; JACOMINE, P.K.T.; CAMARGO, M.N. **Classes gerais de solos do Brasil: Guia auxiliar para seu reconhecimento.** 2. ed. Jaboticabal: FUNEP, 1992.

ORTIGÃO, J. A. R. **Introdução à Mecânica dos Solos dos Estados Críticos.** 3. Ed. Rio de Janeiro: LTC, 2007.

PASTORE, E. L.; FORTES, R. M. Caracterização e Classificação de Solos. In: OLIVEIRA, A. M. dos S.; BRITO, S. N. A.de (Ed.). **Geologia de Engenharia.** 1. ed. São Paulo: ABGE, 1998. p. 197-210.

PINTO, C. de S. **Curso Básico de Mecânica dos Solos.** 3. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2006.

POWRIE, W. **Soil Mechanics: Concepts & Applications.** 2. ed. Londres: Spon Press, 2004.

RIGO, M. L. **Mineralogia, Intemperismo e Comportamento Geotécnico de solos saprolíticos de rochas vulcânicas da Formação Serra Geral.** 2005. 348 p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2005.

SALOMÃO, F. X. de T.; ANTUNES, F. dos S. Solos em Pedologia. In: OLIVEIRA, A. M. dos S.; BRITO, S. N. A.de (Ed.). **Geologia de Engenharia**. 1. ed. São Paulo: ABGE, 1998. p. 57-67.

SCHNAID, F.; ODEBRECHT, E. **Ensaio de Campo e suas aplicações à Engenharia de Fundações**. 1. ed. (2. reimpr.). São Paulo: Oficina de Textos, 2000 (reimpr. 2009).

STRECK, E. V.; KAMPF, N.; DALMOLIN, R. S. D.; KLAMT, E.; NASCIMENTO, P. C. do; SCHNEIDER, P.; CIASSON, E.; PINTO, L. F. S. **Solos do Rio Grande do Sul**. 2. ed. Porto Alegre: EMATER/RS, 2008. p. 222.

TORRES, R. B.; CAPRARA, B. S. **Os papéis dos agentes econômicos, políticos e religiosos na evolução urbana de Bento Gonçalves**. Porto Alegre: Associação dos Geógrafos Brasileiros, 2011. Boletim Gaúcho de Geografia n. 37.

VAUGHAN, P. R. **Characterising the mechanical properties of in-situ residual soil**. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON GEOMECHANICS IN TROPICAL SOILS, 2., 1988, Cingapura. **Proceedings...** Cingapura, 1988.

ANEXO I – Tabela de Classificação de Solos HBR

CLASSIFICAÇÃO DE SOLOS: Sugestão do Highway Research Board-HRB adotada pela AASHTO

Classificação Geral	Materiais granulares (35% ou menos passando na peneira nº 200)						Materiais siltosos e argilosos (mais de 35% passando na peneira nº 200)			
	A-1		A-3	A-2			A-4	A-5	A-6	A-7
	A-1-a	A-1-b		A-2-4	A-2-5	A-2-6				
Peneiração: % que passa:										
Nº 10	50 máx.									
Nº 40	30 máx.	50 máx.	51 mín.							
Nº 200 (p)	15 máx.	25 máx.	10 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.	36 mín.	36 mín.	36 mín.	36 mín.
Características da fração que passa nº 40										
Limite de Liquidez - LL (%)				40 máx.	41 mín.	40 máx.	40 máx.	41 mín.	40 máx.	41 mín.
Índice de Plasticidade				10 máx.	10 máx.	11 mín.	10 máx.	10 máx.	11 mín.	11 mín.
IP (%)	6 máx.		NP				8 máx.	12 máx.	16 máx.	20 máx.
Índice de Grupo	0		0	0	4 máx.					
Materiais que predominam	Pedra Britada pedregulho e areia	Areia fina		Areia e areia silosa ou argilosa			Solos Siltosos		Solos argilosos	
Comportamento geral como subleito	Excelente a bom									
	Fraco a pobre									

Processo de classificação: Com os dados de laboratório, iniciar a classificação da esquerda para a direita, por eliminação.

O primeiro grupo da esquerda que satisfizer os dados será o grupo procurado.

SOLOS A-7: Se $IP \leq LL - 30$, será A-7-5; Se $IP > LL - 30$, será A-7-6.

Índice de Grupo (IG): $IG = 0,2 \cdot a + 0,005 \cdot c + 0,01 \cdot b \cdot d$

Onde:

p : teor de silte + argila do solo, ou seja, a porcentagem que passa na peneira nº 200.

$a = p - 35$ (se $p > 75\%$, adota-se 75 e se $p < 35\%$, adota-se 35)

$b = p - 15$ (se $p > 55\%$, adota-se 55 e se $p < 15\%$, adota-se 15)

$c = LL - 40$ (se $LL > 60\%$, adota-se 60 e se $LL < 40\%$, adota-se 40)

$d = IP - 10$ (se $IP > 30$, adota-se 30 e se $IP < 10$, adota-se 10)

$IG_{\min} = 0$ $IG_{\max} = 20$

IG - o resultado final obtido deve ser um nº inteiro - aproximação para o nº inteiro acima.