



**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO NORTE
CENTRO DE TECNOLOGIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

Ray de Araujo Sousa

**RESISTÊNCIA E COMPRESSIBILIDADE DE SOLOS DA FORMAÇÃO
BARREIRAS DA REGIÃO DE NATAL/RN**

Natal / Março

2018

RAY DE ARAUJO SOUSA

**RESISTÊNCIA E COMPRESSIBILIDADE DE SOLOS DA FORMAÇÃO
BARREIRAS DA REGIÃO DE NATAL/RN**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, da Universidade Federal do Rio Grande do Norte, como requisito parcial à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. Olavo Francisco dos Santos Júnior
Co-Orientador: Prof. Dr. Osvaldo de Freitas Neto

Natal / Março

2018

Universidade Federal do Rio Grande do Norte - UFRN
Sistema de Bibliotecas - SISBI
Catalogação de Publicação na Fonte. UFRN - Biblioteca Central Zila Mamede

Sousa, Ray de Araujo.

Resistência e compressibilidade de solos da Formação Barreiras da região de Natal/RN / Ray de Araújo Sousa. - 2018.
102 f.: il.

Dissertação (mestrado) - Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Centro de Tecnologia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Natal, RN, 2018.

Orientador: Prof. Dr. Olavo Francisco dos Santos Júnior.

Coorientador: Prof. Dr. Osvaldo de Freitas Neto.

1. Engenharia Civil - Dissertação. 2. Formação barreiras - Dissertação. 3. Cisalhamento direto - Dissertação. 4. Ensaio de compressão edométrica - Dissertação. I. Santos Júnior, Olavo Francisco dos. II. Freitas Neto, Osvaldo de. III. Título.

RAY DE ARAUJO SOUSA

**RESISTÊNCIA E COMPRESSIBILIDADE DE SOLOS DA FORMAÇÃO
BARREIRAS DA REGIÃO DE NATAL/RN**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, da Universidade Federal do Rio Grande do Norte, como requisito parcial à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

BANCA EXAMINADORA

Prof. Dr. Olavo Francisco dos Santos Júnior

Prof. Dr. Osvaldo de Freitas Neto

Prof. Dr. Fagner Alexandre Nunes de França

Prof. Dr. Ricardo Nascimento Flores Severo

Natal, 22 de Março de 2018.

AGRADECIMENTOS

Agradeço,

Aos meus orientadores, Prof. Dr. Olavo Francisco dos Santos Júnior e Prof. Dr. Osvaldo de Freitas Neto, pelo suporte necessário para a realização desta pesquisa, apoio não só técnico como pessoal, sem o qual o desenvolvimento deste trabalho não seria possível.

À minha família: meus pais, Isabel Gomes de Araujo Sousa e José Univaldo de Sousa, meu irmão Helder Bruno de Araujo Sousa e sua esposa Maria Flaviane Rosendo de Lima Sousa, minha namorada Fernanda Jucá de Medeiros Araujo, e meus tios, tias e primos, numerosos demais para nomear um a um, mas jamais esquecidos. Os amigos (as) (uma família escolhida por mim): Rifferson Guilherme, José Wuellinson, Felipe Guedes, Felipe César, Alex Dantas, Lucas Azevedo, Abraão Costa, Carmem Júlia, Mayara Coutinho, Marcos Daian, Ladylla Bezerra, Jessica Alves, e todo um sem número de pessoas que a engenharia civil trouxe pra minha vida e não dá mais pra nomear. Obrigado por serem a base da minha vida e estarem ao lado para cada decisão tomada por mim.

Aos técnicos do Laboratório de Mecânica dos Solos da UFRN, Anderson Dantas de Moraes e João Batista Duarte, pelas dúvidas que foram tiradas durante os ensaios, assim como a disponibilidade e apoio oferecidos na execução destes para definição desta pesquisa.

Aos professores do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRN, pelos ensinamentos ministrados em toda essa empreitada, auxílio nos momentos de dúvida, e uma indicação de qual caminho seguir sempre que necessário.

Aos colegas do Curso de Pós-Graduação pelo apoio e amizade durante toda a duração dessa etapa de nossa vida. Agradeço também aos alunos de Graduação e Iniciação científica, a nomear: Joyce Karyne de Medeiros, Guilherme de Oliveira Souza, Amanda Celeste Moreira, e Bruma Morganna de Souza, pela companhia e trabalho em conjunto nos incontáveis dias no laboratório.

RESISTÊNCIA E COMPRESSIBILIDADE DE SOLOS DA FORMAÇÃO BARREIRAS DA REGIÃO DE NATAL/RN

Ray de Araujo Sousa

Orientador: Prof. Dr. Olavo Francisco dos Santos Júnior

Co-orientador: Prof. Dr. Osvaldo de Freitas Neto

RESUMO

A maior parte da infraestrutura e das cidades presentes na região do estado do Rio Grande do Norte – (RN) está assentada na unidade geológica denominada Formação Barreiras. Esta zona costeira apresenta em seu território formações geológicas decorrentes do comportamento de umidade sazonal do seu clima e ação erosiva dos elementos, os chamados solos residuais tropicais, ou lateríticos. O comportamento climático da região implica na dessecação do perfil do solo, aspecto que têm influência direta nos parâmetros de resistência, compressibilidade e permeabilidade do solo. Determinar o comportamento dos solos lateríticos nas diversas condições em que o mesmo pode se encontrar (saturado ou não-saturado) se mostra uma necessidade de modo a avaliar a segurança da infraestrutura das cidades assentada sobre essas formações. O objetivo geral deste trabalho é executar a caracterização geotécnica e avaliar os parâmetros de resistência e de deformabilidade de amostras de solo da Formação Barreiras. Para tal, foram coletados 14 blocos de amostras indeformadas de solo da região da Zona Norte e Leste da cidade de Natal/RN, em terrenos próximos a área do Rio Potengi. As amostras foram submetidas a ensaios de caracterização, ensaios de cisalhamento direto nas condições inundada e não-inundada e ensaios de compressão edométrica

com inundação na tensão de 100 kPa. Os ensaios de cisalhamento direto foram executados nas tensões normais nominais de 50; 100; 200 e 400 kPa, enquanto que no ensaio de compressão confinada os corpos de prova foram submetidos as tensões verticais de 12,5; 25; 50; 100; 200; 400 e 800 kPa. De acordo com os ensaios de caracterização, 70% das amostras estudadas se classificam como areias argilosas, e para amostras em ensaios não-inundados, foram obtidos altos valores de intercepto de coesão, da ordem de até 200 kPa, mas a inundação das amostras leva a queda expressiva desse parâmetro, além de uma variação em torno de 20% do ângulo de atrito. Os ensaios de compressão edométrica apontaram para ocorrência de colapsividade isolada em uma das amostras estudadas, com deformação vertical de 9,8%, e as demais apresentando deformação máxima de 1,8%, com valores de índice de vazios variando de 0,375 a 0,560, índice de compressão de 0,033 a 0,392, e índice de recompressão de 0,014 a 0,02.

Palavras-chave: Formação Barreiras; Cisalhamento Direto; Ensaio de Compressão Edométrica.

STRENGTH AND COMPRESSIBILITY OF SOILS OF BARREIRAS FORMATION IN THE REGION OF NATAL/RN

Ray de Araujo Sousa

Advisor: Prof. Dr. Olavo Francisco dos Santos Júnior

Co-Advisor: Prof. Dr. Osvaldo de Freitas Neto

ABSTRACT

Most of the infrastructure and cities present in the region of the state of Rio Grande do Norte – (RN) is seated on the geological unit called Barreiras Formation. This coastal area show, in its territory, geological formations that are due to the seasonal moisture of its weather and erosive action, called Tropical Residual soils, or Lateritic. The climatic behavior of the region implies in the desiccation of the soil profile, which have direct influence in the parameters of strength, compressibility and permeability of the soil. To determine the behavior of lateritic soils in the different conditions in which it may presents (saturated or unsaturated) presents itself as a necessity, as means to evaluate the safety of the city's infrastructure seated over these formations. The objective of this study is the geotechnical characterization of Barreiras Formation samples, and evaluation of the strength and compressibility parameters obtained. To that end, 14 non deformed samples of soil were collected from the East and North zones of the city of Natal/RN, in lands next to the Potengi River area. The samples have gone through granulometric analysis, direct shear tests in flooded and natural conditions of the soil, and oedometer tests with flooding in the 100 kPa stress. The direct shear tests were executed using confining stress of 50; 100; 200 and 400 kPa, while in the oedometer tests the samples were submitted to vertical stress of 12,5;

25; 50; 100; 200; 400 and 800 kPa. As results, it was noted that around 70% of the samples analyzed were characterized as clayey sands, and that in the non-flooded tests were obtained values of cohesion as high as 200 kPa, but the flooding of the sample leads to expressive decline of this parameter, and variation of the friction angle by 20%. The Oedometer tests showed to the occurrence of isolated collapsing behavior in one of the tested samples, with a vertical strain of 9.8%, and the rest of the samples showing maximum strain of 1.8%, with void ratios going from 0.375 to 0.560, compression index of 0.033 to 0.392, and a recompression index of 0.014 to 0.02.

Keywords: Barreiras Formation; Direct Shear Test; Oedometer Consolidation Test;

SUMÁRIO

CAPÍTULO 1. INTRODUÇÃO	1
1.1. Considerações Iniciais.....	1
1.2. Relevância e Justificativa do Trabalho	3
1.3. Objetivos.....	4
1.3.1. Geral.....	4
1.3.2. Específicos.....	4
CAPÍTULO 2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	5
2.1. Solos Residuais e Solos Tropicais	5
2.2. Solos Estruturados.....	7
2.3. Solos Cimentados	9
2.3.1. Solos Residuais Naturalmente Cimentados.....	9
2.3.2. Solos Sedimentares Naturalmente Cimentados.....	11
2.4. Solos da Formação Barreiras.....	12
2.4.1. Resistência ao cisalhamento dos solos	14
2.4.2. Compressibilidade dos solos	20
CAPÍTULO 3. PROGRAMA EXPERIMENTAL, MATERIAIS E MÉTODOS.....	23
3.1. Programa Experimental.....	23
3.2. Material.....	24
3.2.1. Procedimento de coleta das amostras.....	24
3.3. Métodos.....	29
3.3.1. Preparação das amostras	29
3.3.2. Caracterização do solo.....	31
3.3.3. Ensaio de Resistência ao Cisalhamento	32
3.3.4. Ensaio de Compressibilidade	33
CAPÍTULO 4. RESULTADOS E ANÁLISES	33
4.1. Caracterização do Solo	34
4.2. Ensaio de Resistência ao Cisalhamento	40
4.3. Ensaio de Compressibilidade.....	48
CAPÍTULO 5. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES.....	59
5.1. Conclusões	59

5.1.1. Quanto à Caracterização do Material	59
5.1.2. Quanto aos Parâmetros de Resistência	60
5.1.3. Quanto aos Parâmetros de Compressibilidade	61
5.2. Recomendações	62
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	63
ANEXO A – GRÁFICOS DE CISLHAMENTO DIRETO	67

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1. Comparação entre o comportamento estruturado e desestruturado na compressão isotrópica ou unidimensional.....	8
Figura 2.2. Comportamento tensão-deformação-variação de volume da amostra de 1,10m de profundidade em condição natural.	17
Figura 2.3. Envoltória de resistência das amostras a 1,10m de profundidade, na condição natural e inundada.	18
Figura 2.4. Envoltória de resistência das amostras a 5,10m de profundidade, na condição natural e inundada.	18
Figura 2.5. Curvas de adensamento para amostras em umidade natural.....	21
Figura 2.6. Curvas de adensamento para amostras pré-inundadas.	22
Figura 3.1. Localização das áreas estudadas.....	24
Figura 3.2. Imagem de satélite da localização aproximada da área de coleta 01.....	25
Figura 3.3. . Imagem de satélite da localização aproximada da área de coleta 02.....	25
Figura 3.4. Chegada e estado de um dos blocos indeformados utilizados.	26
Figura 3.5. Blocos coletados na Área 01: A-01 à A-05.....	27
Figura 3.6. Blocos coletados na Área 02: B-01 à B-05.....	27
Figura 3.7. Moldagem do corpo de prova.....	30
Figura 3.8. Preparação de amostra indeformada para execução de ensaio de cisalhamento direto. .	30
Figura 3.9. Amostra indeformada para ensaio de adensamento, e acondicionamento das amostras.	31
Figura 3.10. Acondicionamento das amostras em dessecador antes do ensaio.	31
Figura 4.1. Curvas granulométricas das amostras da Área de coleta 01.	35
Figura 4.2. Curvas granulométricas das amostras da Área de coleta 02.	35
Figura 4.3. Carta de plasticidade das amostras coletadas.	38
Figura 4.4. Comparativo entre envoltórias de resistência natural e após inundação, Amostra A-01. .	41
Figura 4.5. Comparativo entre envoltórias de resistência natural e após inundação, Amostra A-02. .	42
Figura 4.6. Comparativo entre envoltórias de resistência natural e após inundação, Amostra A-03. .	42
Figura 4.7. Comparativo entre envoltórias de resistência natural e após inundação, Amostra A-04. .	43
Figura 4.8. Comparativo entre envoltórias de resistência natural e após inundação, Amostra A-05. .	43
Figura 4.9. Comparativo entre envoltórias de resistência natural e após inundação, amostra B-01...	44
Figura 4.10. Comparativo entre envoltórias de resistência natural e após inundação, amostra B-02.	44

Figura 4.11. Comparativo entre envoltórias de resistência natural e após inundação, amostra B-03.	45
Figura 4.12. Comparativo entre envoltórias de resistência natural e após inundação, amostra B-04.	45
Figura 4.13. Comparativo entre envoltórias de resistência natural e após inundação, amostra B-05.	46
Figura 4.14. Esquema de comportamento das amostras Tipo A e Tipo B.	47
Figura 4.15. Variação de índice de vazios, amostra C-01.	49
Figura 4.16. Deformação vertical específica, amostra C-01.	50
Figura 4.17. Variação de índice de vazios, amostra C-02.	50
Figura 4.18. Deformação vertical específica, amostra C-02.	51
Figura 4.19. Variação de índice de vazios, amostra C-03.	51
Figura 4.20. Deformação vertical específica, amostra C-03.	52
Figura 4.21. Variação de índice de vazios, amostra C-04.	52
Figura 4.22. Deformação vertical específica, amostra C-04.	53
Figura 4.23. Variação de índice de vazios, amostra D-01.	53
Figura 4.24. Deformação vertical específica, amostra D-01.	54
Figura 4.25. Variação de índice de vazios, amostra D-02.	54
Figura 4.26. Deformação vertical específica, amostra D-02.	55
Figura 4.27. Variação de índice de vazios, amostra A-01.	55
Figura 4.28. Deformação vertical específica, amostra A-01.	56
Figura 4.29. Variação de índice de vazios, amostra A-02.	56
Figura 4.30. Deformação vertical específica, amostra A-02.	57
Figura 4.31. Variação de índice de vazios, amostra A-04.	57
Figura 4.32. Deformação vertical específica, amostra A-04.	58

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1. Parâmetros de resistência de solos provenientes de Formação Barreiras.	15
Tabela 2.2. Condições de ensaio parâmetros de resistência para amostras em condição natural.....	19
Tabela 2.3. Condições de ensaio parâmetros de resistência para amostras em condição inundada ..	19
Tabela 2.4. Parâmetros de resistência dos sedimentos da Formação Barreiras.	19
Tabela 2.5. Índices de vazão de solos residuais e provenientes de Formação Barreiras.	20
Tabela 2.6. Parâmetros de compressibilidade obtidos em ensaio oedométrico duplo	21
Tabela 3.1. Resumo do Programa Experimental.....	23
Tabela 3.2. Coordenadas aproximadas dos pontos de coleta de material em análise.....	26
Tabela 3.3. Identificação dos blocos amostrados e resumo dos ensaios realizados.	28
Tabela 4.1. Índices granulométricos obtidos nas amostras.....	36
Tabela 4.2. Distribuição granulométrica das partículas nas amostras.....	37
Tabela 4.3. Resumo dos valores de limites de Atterberg para as amostras analisadas.	37
Tabela 4.4. Classificação granulométrica das amostras analisadas.	39
Tabela 4.5. Parâmetros de resistência obtidos em ensaio.	41
Tabela 4.6. Comportamento qualitativo dos solos analisados.	47
Tabela 4.7. Parâmetros de Compressibilidade.....	59

LISTA DE SIGLAS E ABREVIATURAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ASTM	American Society for Testing And Materials
FS	Fator de Segurança
IFRN	Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia do RN
IP	Índice de Plasticidade
LL	Limite de Liquidez
LP	Limite de Plasticidade
NBR	Norma Brasileira Registrada
NE	Nordeste
NP	Não-Plástico
SC	Areia Argilosa
SC-SM	Areia Argilo-Siltosa
SP	Areia Mal Graduada
SUCS	Sistema Unificado de Classificação de Solos
UFRN	Universidade Federal do Rio Grande do Norte

LISTA DE SÍMBOLOS

c	Intercepto de Coesão
C_U	Coefficiente de Não-Uniformidade
D_{10}	Diâmetro Efetivo
e	Índice de Vazios do Solo
S_r	Grau de Saturação
w	Teor de Umidade
γ	Peso Específico
γ_w	Peso Específico da Água
γ_d	Peso Específico Seco
γ_s	Peso Específico dos Grãos
ϵ_a	Deformação axial específica
σ	Tensão Normal Total
σ'	Tensão Normal Efetiva
τ	Tensão Cisalhante
Φ	Ângulo de Atrito do Solo

CAPÍTULO 1. INTRODUÇÃO

1.1. Considerações Iniciais

Toda obra de Engenharia Civil que se assenta num terreno deve levar em conta o comportamento do solo de apoio, o que está intimamente ligado à sua formação. Sob o ponto de vista geotécnico os solos são classificados em grupos: solos residuais e solos transportados. O modo como o solo se forma tem grande influência no seu comportamento mecânico.

Solos residuais resultam da desintegração física e decomposição química de uma rocha preexistente, com o produto resultante (o solo) permanecendo no local de sua formação. Os solos transportados resultam da acumulação de partículas que sofreram erosão, transporte e deposição em algum local. No caso dos solos residuais ocorre um processo de deterioração das ligações químicas que formam os minerais da rocha, sem ocorrer a separação individual das partículas. Por outro lado, nos solos transportados, o seu processo de formação, causa a separação individualizada das suas partículas.

Assim, nos solos residuais ocorre o enfraquecimento contínuo das ligações entre as partículas, enquanto que no caso dos solos transportados, devido à deposição de camadas de material, pode induzir a formação de ligações entre partículas, num fenómeno inverso ao observado na formação dos solos residuais. E tais ligações se mostram um aspecto marcante pela sua influência no comportamento mecânico de um solo. Essas ligações podem ser forças de atração, ligações químicas ou cimentação entre as partículas.

De acordo com Pinto (2006), os solos sedimentares que, após a sua formação, se situam acima do lençol freático, sofrem a ação da água de percolação, por infiltração da água de chuva ou pela ascensão da água do lençol por capilaridade. Essa passagem de água afeta o solo, dissolvendo sais presentes na sua estrutura e depositando-os com uma nova estrutura química quando a mesma

se evapora. Esse mecanismo ocasiona a formação de ligações entre os grãos do material, provocando a cimentação.

Apesar da Mecânica dos Solos clássica ter se desenvolvido baseada na hipótese de que o comportamento do solo depende essencialmente do seu histórico de tensões e índice de vazios, várias partes mundo, inclusive no Brasil, a ocorrência de ligações entre as partículas do solo torna esta uma característica a ser considerada no seu estudo. A estrutura do solo, seja residual ou transportado, é mantida pelas ligações entre as partículas. E é essa estrutura que confere características peculiares ao comportamento mecânico dos solos.

O sucesso de uma atividade geotécnica depende das propriedades mecânicas e hidráulicas do solo. As peculiaridades dos solos cimentados estão ligadas a fatores herdados da sua rocha de origem e a existência de ligações químicas remanescentes da rocha, cuja intensidade decorre do grau de evolução do solo no caso de solos residuais, ou da nova estrutura formada pela deposição de diferentes camadas de solo ao longo do tempo para os solos sedimentares.

No estado do Rio Grande do Norte – RN, a zona costeira oriental apresenta algumas feições morfológicas típicas como dunas, falésias, tabuleiros e planícies flúvio-marinhas. A maior parte da infraestrutura e das cidades presentes na região está assentada na unidade geológica denominada Formação Barreiras. Trata-se de um material de origem sedimentar que tem merecido a atenção de pesquisas geológicas desde o início do século XX, como aponta Santos Jr. et al (2015).

Arai (2006) aponta que a Formação Barreiras foi a primeira unidade estratigráfica documentada no Brasil, por ocasião da redação da carta de Pero Vaz de Caminha ao Rei de Portugal, D. Manoel I. Esta unidade estende-se ao longo do litoral brasileiro, desde o Rio de Janeiro até o estado do Amapá, recobrendo depósitos sedimentares mesozoicos de diversas bacias costeiras.

Este é o substrato sobre o qual se desenvolve a maior parte do Quaternário costeiro no Brasil. A porção do litoral onde esta unidade ocorre é, na sua maioria, intensamente povoada, segundo Barreto et al (2004).

Como descreve Fookes (1997), esta zona costeira apresenta em seu território formações geológicas decorrentes do comportamento de umidade sazonal do seu clima e ação erosiva dos elementos, os chamados solos residuais tropicais, ou lateríticos. Solos lateríticos são solos intemperizados que apresentam em sua composição uma fração de argila constituída pelo argilomineral caulínico e são ricos em óxidos de alumínio e de ferro, que ocasionam uma coloração avermelhada ao mesmo. O comportamento climático da região implica na dessecação profunda do perfil do solo, e desse modo parâmetros de resistência (como a tensão efetiva atuante no mesmo) variam de acordo com a época do ano.

Esse comportamento, unido com características mineralógicas e geotécnicas (como índices físicos do solo e sucção) têm influência direta nos parâmetros de resistência, compressibilidade e permeabilidade do solo. Determinar o comportamento dos solos lateríticos nas diversas condições que o mesmo pode se encontrar (se compactado ou indeformado, saturado ou não-saturado) se mostra uma tarefa importante para garantir a disponibilidade de informações e conhecimento necessários ao projeto sobre esse material.

Dessa forma, pode-se afirmar que o entendimento do comportamento mecânico dos solos estruturados é de grande importância para a engenharia uma vez que o desempenho desses solos repercute diretamente no desempenho das obras de engenharia correntes na maior parte do litoral brasileiro. Além disso, a solução de problemas geotécnicos que envolvem solos estruturados requer o estabelecimento de critérios de análise, projeto e execução tecnicamente e economicamente viáveis. Isso implica na necessidade de prever o comportamento mecânico desses materiais cimentados quando submetidos as variadas condições possíveis de trabalho.

1.2. Relevância e Justificativa do Trabalho

O comportamento tensão – deformação – resistência dos solos estruturados varia de acordo com a natureza da ligação entre as partículas, a sua magnitude e grau de evolução do solo. O efeito de coesão assume maior importância sob baixos níveis de tensão, uma vez que a resistência decorrente do atrito das partículas é dependente da tensão normal aplicada sob a massa de solo, relegando à coesão

entre as partículas um importante papel na estabilidade do material por se tratar da parcela da resistência mobilizada diretamente nestas circunstâncias, como observados nos estudos de Marques (2006), Severo (2006), Santos Jr. et al (2015).

Tal percepção tem levando ao desenvolvimento de pesquisas visando entender o comportamento de solos estruturados, de modo a contribuir para a modelagem adequada a ser empregada na solução de problemas da engenharia geotécnica. O início de formação de fissuras em materiais frágeis pode ser um fenômeno decorrente da tração, como observado por Haimson & Cornet (2003), e Diederichs & Kaiser (1999), que apontaram que a coesão entre partículas de solos cimentados pode ser uma propriedade vital na manutenção da estabilidade de elementos durante aberturas no subsolo. Isso por si demonstra que se trata de aspecto importante na estabilidade de uma massa de solo.

Este trabalho, então, apresenta contribuição de natureza científica, colaborando na obtenção de mais informações que ajudarão a compreender melhor o comportamento mecânico de solos provenientes de Formação Barreiras da região de Natal/RN.

1.3. Objetivos

1.3.1. Geral

O presente estudo tem como objetivo realizar a caracterização geotécnica de solos da Formação Barreiras em 02 pontos diferentes da cidade de Natal/RN e estudar a influência da inundação no seu comportamento em ensaios de cisalhamento direto e em ensaios de compressão edométrica.

1.3.2. Específicos

Como objetivos específicos destacam-se:

- Descrever o comportamento tensão – deformação – resistência do solo de Formação Barreiras;

- Avaliar a influência das características geotécnicas no comportamento de compressibilidade e resistência do solo;
- Classificar geotecnicamente o solo da Formação Barreiras dos 02 pontos avaliados na região de Natal/RN;

CAPÍTULO 2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Nas últimas décadas foram desenvolvidos muitos trabalhos com o objetivo de compreender o efeito da estrutura e das ligações entre as partículas do solo sobre o seu comportamento mecânico. Nos estudos experimentais são realizados ensaios de compressão simples, ensaios triaxiais, e ensaios de cisalhamento direto. Os trabalhos abordam o comportamento de solos de Formação Barreiras, residuais cimentados naturalmente, solos sedimentares com cimentação natural e artificialmente cimentados e resistência ao cisalhamento dos solos. Diante disso, apresenta-se a seguir uma revisão de alguns desses temas.

2.1. Solos Residuais e Solos Tropicais

Os Fatores ambientais atuantes numa rocha natural, como o clima e o tempo, tenderão a ocasionar a erosão da rocha em material particulado derivado, o solo. Se a velocidade de decomposição dessa rocha original supera a velocidade com que o material decomposto é carregado, esse material se acumula formando o chamado solo residual.

Segundo Lambe (1979), o perfil do solo residual pode se dividir em 3 zonas: a) zona superior, na qual existe um elevado grau de intemperismo, porém também temos arraste de materiais; b) zona intermediária, com intemperismo na parte superior, mas granulometria variável na parte inferior pelo intemperismo menos atuante; c) zona parcialmente intemperizadas, de transição entre a rocha original e o solo residual.

Os solos residuais apresentam certas características especiais, como listadas por Fookes (1997): Os mesmos ocorrem em regiões de clima que induz dessecação profunda ou com umidade sazonal severa e seca, de modo que as tensões efetivas variam com a época do ano e taxa de evaporação superficial, o que pode ocasionar grandes deformações no solo superficial. Também se observa que as camadas de superfície de solos residuais podem ser mais quimicamente ativas.

Ainda segundo Fookes (1997), solos residuais tropicais lateríticos sofrem intemperismo tão intenso que raramente apresentam as mesmas características da rocha original, além de apresentarem a incorporação de húmus (da decomposição da vegetação), lixiviação de materiais insolúveis e carreamento de partículas finas. Quimicamente, não temos a dissolução de óxidos de ferro e alumínio, liberados durante o intemperismo tropical na subsuperfície, de modo que os mesmos permanecem in situ.

Já no tocante aos processos de formação, tem-se a ocorrência de horizontes de solos endurecidos formados pelo acúmulo residual de ferro e alumina ou pela precipitação da calcita, dolomita ou gipsita, em caso de situação de extrema laterização.

A mineralogia dos solos residuais depende do processo de intemperismo sofrido pela rocha original, de modo que temos grande variação, o que proporciona diferenças de comportamento. Uma consequência é a ocorrência de variação de pesos específicos dos grãos maiores do que se observa em solos sedimentares.

Para classificação dos solos residuais tropicais, existem duas opções nacionais: primeiramente temos a proposta por Nogami e Vilibor (1981), denominada Classificação MCT (miniatura, compactado, tropical). Em seguida, temos o sistema chamado Tipologia de Solos Compactados, proposto por Cruz e Maiolino (1983 e 1985), que consiste numa descrição das características e resultados relacionando itens como grau de intemperismo (e propriedades co-relacionadas), posição no perfil do solo, rocha de origem, trabalhabilidade e outros aspectos para classificar os solos em 4 possíveis grupos:

Grupo I: Solos lateríticos argilosos

Grupo II: Solos Saprolíticos

Grupo III: Solos lateríticos arenosos

Grupo IV: Solos Transportados.

Assim, um sistema de classificação de solos residuais e solos residuais tropicais deve levar em consideração fatores adicionais em relação aos métodos convencionais de classificação para serem considerados efetivos, como grau de intemperismo, mineralogia, estrutura da rocha e clima da região.

2.2. Solos Estruturados

Como explica Rotta (2005), solos estruturados são aqueles que têm seu comportamento afetado por outros fatores além da sua densidade inicial e seu histórico de tensões. O comportamento mecânico desse tipo de solo é, portanto, também resultado da influência da sua estrutura, composta pela combinação de dois aspectos principais: as ligações entre as partículas que formam aquela massa de solo (chamado *bonding*), e o arranjo e distribuição espacial das partículas que formam o esqueleto do solo (chamado *fabric*). Esses aspectos podem ser uma parte significativa do comportamento dos mais variados tipos de solo, desde argilas moles à solos granulares, com as ligações que ocorrem entre as partículas que os compõem sendo decorrentes de diferentes processos, tais como, solução e deposição de sílica nos contatos entre partículas em areias, soldagem a frio (*cold welding*) nos contatos sob elevados níveis de tensão, da deposição de carbonatos, hidróxidos e matéria orgânica em solução, da cristalização de minerais durante o intemperismo, da modificação da camada de água adsorvida e da força de atração interpartículas em solos argilosos.

Leroueil & Vaughan (1990) aponta que a característica de estruturação confere aos solos, quando comparados aos solos desestruturados ou reconstituídos, uma maior resistência e rigidez, modificando a sua relação entre as tensões efetivas médias e o volume de vazios permitindo o equilíbrio para estados volumétricos impossíveis de serem sustentados sem a presença da estrutura, como demonstra a Figura 2.1. Como explica Rotta (2005), este modelo propõe duas regiões no gráfico *tensão versus índice de vazios*: a região limitada pela linha do estado mais fofo do solo para o seu estado desestruturado (linha de compressão virgem intrínseca), e a

região além desta linha na qual o solo pode existir somente devido a sua estrutura. No espaço permitido para todos os estados estruturais as deformações são somente elásticas, independentemente da resistência da estrutura, permanecendo rígido até a plastificação (ponto Y), onde, a partir de então, com o incremento de tensão e conseqüente quebra progressiva da estrutura, apresentará maiores deformações em direção ao estado desestruturado. A posição do ponto de plastificação Y dependerá da resistência da estrutura.

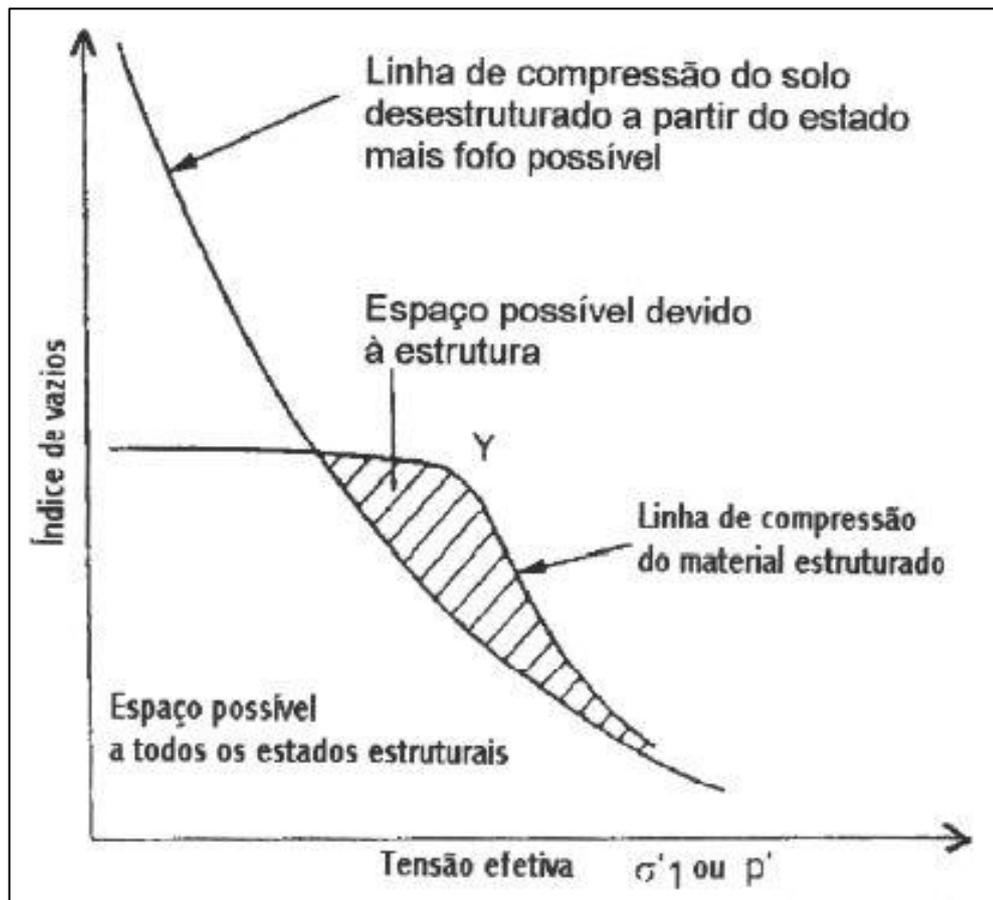


Figura 2.1. Comparação entre o comportamento estruturado e desestruturado na compressão isotrópica ou unidimensional. Fonte: Prietto (2004).

É importante salientar, como apresenta Prietto (2004), que os efeitos da estrutura podem ser totalmente ou parcialmente removidos através da remoldagem ou reconstituição do solo, ou através da aplicação de tensões de compressão, tração ou cisalhamento. O processo de degradação da estrutura em função das solicitações impostas determina, em grande parte, o comportamento tensão – deformação – resistência dos materiais estruturados, e possui, para fins práticos, caráter permanente.

Devido à ocorrência geral de um comportamento para os mais distintos tipos de solo, que vão desde rochas até argilas moles, a literatura muitas vezes trata “solos estruturados” e “solos cimentados” como sinônimos de solos que apresentam estruturas que conferem dado comportamento ao mesmo. Todavia, cabe lembrar que um solo estruturado pode ter sua estrutura originada de um agente cimentante ou por outros fatores, como forças interpartículas de atração (como em solos argilosos), ou processos de tixotropia, que não possuem cimentação.

2.3. Solos Cimentados

Solos cimentados são todos os solos estruturados que contém algum agente cimentante ligando suas partículas, independente da sua origem. Esses materiais encontram-se numa faixa intermediária entre solos e rochas, em termos de porosidade, resistência e compressibilidade (LEROUEIL & VAUGHAN, 1990). Cuccovillo e Coop (1999) propuseram que, a depender da combinação entre o grau de cimentação e o nível de tensões médias efetivas, o comportamento do solo cimentado pode ser coesivo ou friccional.

2.3.1. Solos Residuais Naturalmente Cimentados

Solos residuais são aqueles formados pela decomposição da rocha, mas se mantem no próprio local em que se formaram, assim sua formação é dependente da velocidade de decomposição ser superior à velocidade de remoção das partículas por agentes externos. Solos residuais são frequentemente naturalmente cimentados, com as fracas ligações entre partículas sendo herança da sua rocha de origem (ligações que não foram totalmente desgastadas pelas intempéries) ou mesmo formadas devido ao próprio intemperismo atuante.

Lee e Coop (1995) mostrou que, mesmo sem a presença de agentes cimentantes, as partículas de alguns solos residuais podem ser mantidas unidas devido ao embricamento (interlocking) existente numa escala microscópica. Esse embricamento é resultado da ausência e erosão e transporte na gênese dos solos residuais, o que implica em formação de partículas angulares e sub-angulares que

se encaixam. Em outros casos, como quando se trata de minerais argilosos, as ligações entre partículas são feitas através de forças eletrostáticas. Também estudou o comportamento de solos residuais de granito através de ensaios sobre amostras reconstituídas (solo desestruturado) e concluiu que, no caso de amostras saturadas, esse comportamento pode ser descrito pela Mecânica dos Solos dos Estados Críticos. Além disso, observou que as deformações volumétricas plásticas de compressão ocorrem, principalmente, devido à quebra de partículas. No caso dos solos estudados, o processo de quebra se dá na separação das amálgamas existentes nas partículas e na quebra ao longo de fissuras preexistentes. Os autores destacam que esse processo é bastante diferente do que ocorre no caso de areias carbonáticas e areias silicosas, onde a quebra resulta do fraturamento individual das partículas.

Viana de Fonseca e Coutinho (2008), analisando a cimentação em solos naturais, afirma que a coesão não é um simples conceito, com 6 fontes principais: A primeira é devida a forças eletrostáticas fornecida pela resistência ao contato, atração de Van der Waals e forças da dupla camada, relacionadas a concentração iônica dos fluidos nos poros (somente em solos coesivos). A segunda é a cimentação, que é a aderência química. A terceira é a aderência de partículas de argila ao redor de partículas maiores de silte ou areia, também chamadas “clay bonding”. A quarta é a cimentação de contato desenvolvida com o tempo e pressão. A quinta resulta da interação da matéria orgânica com partículas, principalmente fibras, as quais podem atrair partículas a partir de sequências de agregados maiores. A sexta fonte da coesão é causada pela sucção (ou poro-pressão negativa em condições parcialmente saturadas) as quais podem resultar em coesão aparente. O trabalho citado destaca ainda como fontes principais dessa coesão: a adesão e cimentação. Observa, contudo, que alguns sinais de coesão não são reais, mas reflexos decorrentes de outros fenômenos, como a velocidade de carregamento superando a de dissipação de pressão neutra do solo, o que leva a um cisalhamento não drenado; dilatância - a tendência de um solo para dilatar que é diretamente relacionada à densidade e diminui com o aumento do confinamento; excentricidade das partículas - que mostram o comportamento pós-pico e bandas de cisalhamento, mesmo em amostras mais fofas.

Santos Jr. et al (2004a) apresentou e discutiu os resultados de ensaios triaxiais drenados e não drenados executados no solo residual da encosta do Soberbo, no Rio de Janeiro. O solo apresentou comportamento dilatante sob baixos níveis de tensão e compressivo sob níveis mais elevados. Esse comportamento foi atribuído a efeitos estruturais herdados da rocha de origem (ligações entre as partículas). Nesse trabalho, os resultados dos ensaios foram analisados à luz da teoria dos estados críticos, tendo ainda sido identificada a superfície de escoamento plástico, abaixo da qual o solo apresenta comportamento elástico e acima o comportamento é plástico.

2.3.2. Solos Sedimentares Naturalmente Cimentados

Solos sedimentares, como explica Pinto (2006) são aqueles que foram levados ao seu atual local por algum agente transportador, que condicionam parte de suas características. A acumulação desse material carregado em camadas ao longo do tempo da origem ao solo sedimentar. solos sedimentares que, após a sua formação, se situam acima do lençol freático, sofrem a ação da água de percolação, por infiltração da água de chuva ou pela da água do lençol por capilaridade. Essa passagem de água agride o solo, dissolvendo sais presentes na sua estrutura e depositando-os com uma nova estrutura química quando a mesma se evapora. Esse procedimento ocasiona a formação de ligações entre os grãos do material, essencialmente cimentando-os.

Deste modo, a maioria dos solos sedimentares vão apresentar algum grau de cimentação, de pequena (como no caso de solos saturados, fruto de um arranjo entre partículas, por efeito das forças físico-químicas naturais dos minerais-argila), ou grande importância (solos sedimentares acima do lençol freático, que sofrem o processo de lixiviação e depósito dos sais dissolvidos).

O comportamento de areias naturalmente e artificialmente cimentadas foi estudo por Clough (1981), que constatou por meio de ensaios tri-axiais, de compressão simples e de tração, que o aumento da intensidade da cimentação resulta em aumento da rigidez e da resistência de pico do solo. Essas características sofreram forte influência também do arranjo interno e do tamanho médio das

partículas do solo. A conclusão atingida, por fim, é de que solos com maior presença de finos tinham uma melhor cimentação natural, e que tendências observadas no comportamento tensão – deformação e mudança de volume em areias naturalmente cimentadas se repetia em areias artificialmente cimentadas.

Severo (2011), por sua vez, estudou o comportamento mecânico de solos sedimentares da Formação Barreiras, na falésia da Ponta do Pirambu no município de Tibau do Sul – RN, buscando observar a influencia da cimentação natural na estabilidade das falésias. O estudo foi feito utilizando-se de amostras indeformadas e amostras artificialmente cimentadas de modo a comparar os resultados, e foi constatado que para as tensões efetivas estudadas, a resistência ao cisalhamento de solos naturalmente e artificialmente cimentados pode ser representada por uma envoltória reta de Mohr-Coulomb, definida por uma coesão, que é função da cimentação e por um ângulo de atrito que parece ser pouco afetado pela cimentação. Os resultados sugerem a existência de um estado último que parece não ser afetado pela cimentação, onde a tensão desvio se aproxima de um valor constante com o aumento da deformação axial.

2.4. Solos da Formação Barreiras

A região costeira do Brasil é constituída por bacias sedimentares formadas antes da separação dos continentes da América do Sul e da África. Essas bacias foram inicialmente preenchidas por sedimentos no Mesozóico. Após a separação dos continentes ocorreu a deposição de sedimentos de idade Cenozóica.

Adentrando ao continente o relevo é formado por tabuleiros, os quais são atravessados por rios com direção predominante sudoeste-nordeste e de forma secundária na direção noroeste-sudeste. Esses rios correm em vales largos onde se desenvolvem planícies fluviais. Nas regiões próximas ao mar, associados aos sedimentos aluvionares ocorrem contribuições de origem marinha, formando a planície flúvio-marinha. Em alguns trechos do litoral os tabuleiros entram em contato com o mar formando as falésias (escarpas abruptas no terreno, formadas pela ação erosiva do mar), as quais se constituem nas bordas dos tabuleiros.

Em termos geológicos os tabuleiros correspondem a Formação Barreiras, uma importante unidade geológica da região costeira do Brasil. Como aponta Santos Jr et al. (2015), trata-se de uma formação sedimentar de expressão continental, estendendo-se desde a Foz do Amazonas, por toda a região costeira norte e nordeste, até o Rio de Janeiro. A Formação Barreiras consiste em uma cobertura sedimentar, com camadas intercaladas de argilitos, siltitos, arenitos, com diferentes teores de silte e argila e arenitos conglomeráticos. Ocorre com frequência a presença de camadas enrijecidas com cimentação ferruginosa. Os sedimentos da Formação Barreiras apresentam tonalidades com coloração viva e que variam desde vermelhas, amarelas até brancas. Os sedimentos da Formação Barreiras afloram nas falésias erodidas ao longo das praias, nas vertentes íngremes dos vales e em taludes de cortes de rodovias.

A idade da Formação Barreiras é motivo de discussão entre pesquisadores, principalmente em relação ao final da deposição. De acordo com Bezerra *et al.* (2001) trabalhos anteriores indicam que a idade varia de Mioceno a Plioceno. Estudos mais recentes sugerem que a parte inferior da Formação Barreiras data do Mioceno inferior a médio.

De acordo com Mohriak (2003) a Formação Barreiras tem origem continental, formado principalmente em ambiente fluvial. Alheiros e Lima Filho (1991) revisaram a geologia da faixa costeira oriental do Nordeste do Brasil, entre as cidades de Natal e Recife. No trabalho observaram três fácies sedimentares: leques aluviais; sistema fluvial de canais entrelaçados e litorânea.

De acordo com Alheiros e Lima Filho (1991) a fácies de leques aluviais corresponde a areias grossas e conglomeráticas recobertas por pelitos com repetição vertical desse padrão, o que indica ciclos de deposição. Apresenta-se na forma de depósitos estratificados com cores fortes dependendo do teor e tipo de ferro presente.

A fácies de sistema fluvial de canais entrelaçados consiste de areias cremes quartzosas com grãos de feldspatos, formando camadas maciças. Essas camadas podem ser visualizadas nos cortes de estradas, onde se apresentam bem estáveis no que diz respeito à erosão e ocorrência de deslizamentos. As areias sofreram

intemperismo, resultando na segregação de argila e do óxido de ferro que são depositados na base das camadas. A deposição do óxido de ferro forma níveis endurecidos e impermeáveis que afetam o comportamento mecânico e hidráulico das encostas. Em alguns trechos as areias podem mostrar-se mais feldspáticas com coloração mais forte, variando de vermelho, amarelo a rôxo. Alheiros e Lima Filho (1991) destacam a ocorrência de pavimentos de seixos de quartzo subarredondados a subangulosos. Ocorrem ainda camadas silto-argilosas de pequena espessura resultante da deposição em planície de inundação. A presença de argila associada às camadas arenosas resulta da ação do intemperismo na decomposição dos feldspatos.

Por fim, a fácies litorânea consiste de areias quartzosas com pouco feldspato, incoerentes, cores claras, granulometria fina a média, com boa seleção e grãos subarredondados a subangulosos. Intercalados com as areias ocorrem filmes argilosos, cor cinza esverdeados, e matéria orgânica a intervalos de 1 a 2 cm. De acordo com Alheiros e Lima Filho (1991) a fácies litorânea corresponde a uma deposição de sedimentos em lagunas e planícies de maré.

2.4.1. Resistência ao cisalhamento dos solos

Quando se trata de analisar a resistência de um solo, especialmente em solos predominantemente arenosos, toma-se a mesma como particularmente dependente do atrito entre as partículas do solo, descrevendo sua resistência ao cisalhamento primordialmente pelo seu ângulo de atrito. Em solos estruturados, como os observados em regiões de Formação Barreiras, no entanto, a coesão decorrente de cimentação entre as partículas apresenta uma parcela considerável do efeito resistente do mesmo. Severo (2011) apresenta em seu estudo uma compilação de parâmetros de resistência de pico observados em diferentes amostras de solos provenientes da Formação Barreiras, como mostra a Tabela 2.1.

Tabela 2.1. Parâmetros de resistência de solos provenientes de Formação Barreiras. Severo (2011)

Referência/ Local	Fácies	Tipo de ensaio	Classificação	IP	Condição da amostra	c (kPa)	Φ (°)
Gusmão Filho et al. (1986) – Olinda/PE	A ser identificada	Triaxial (CU)	Areia Argilosa SC	31 - 40	Inundada	20 - 50	20 - 24
Coutinho et al. (1999; 2006), Santos (2001) – Horto dois irmãos, Recife/PE	A ser identificada	Cis. Direto	Areia Argilosa SC	10 - 16	Natural	13	31
					Inundada	0	30
Lafayette (2000) – Alto do Reservatório, Recife/PE	A ser identificada	Cis. Direto	Areia Argilosa SC	11 - 18	Inundada	7 - 13	24 - 26
Lima (2002) – Alto do Reservatório, Recife/PE	A ser identificada	Cis. Direto	Argila Arenosa SC	16	Natural	28	31
					Inundada	10	32
Lafayette et al. (2003; 2005) – Cabo de S. Agostinho/PE	Leque Fluvial	Cis. Direto	Areia Argilosa SC	9 - 13	Natural	33 - 56	33 - 36
					Inundada	1,5 – 1,8	33 - 35
Silva (2005) – Camaragibe/PE	Aluvial de Canal	Cis. Direto	Areia Argilosa SC	12 - 13	Natural	43 - 46	31 - 45
					Inundada	0 – 3,7	31 - 35
Bandeira et al. (2004) – Camaragibe/PE	Leque Proximal	Cis. Direto	Silte Arenoso ML	14 - 16	Inundada	12	29
Silva (2007) – Camaragibe/PE	Planície Aluvial	Cis. Direto	Areia Argilosa SC	12 - 14	Natural	45 - 47	31 - 44
					Inundada	0 – 3,7	31 - 34
Meira (2008)	Canal Fluvial	Cis. Direto	Areia Argilosa SC	7,9 – 9,2	Natural	1,0 – 4,2	28 - 34
					Inundada	0,4 – 3,5	23 - 26
Severo et al. (2006) – Tibau do Sul/RN	Francamente Fluvial	Cis. Direto	Argila de baixa plasticidade CL	7 - 19	Natural	116 - 192	27 - 32
					Inundada	23 - 54	26 - 30

Barbosa (2017) – Barreira do Inferno/RN	A ser identificada	Tri-axial	Areia mal- graduada	NP	Natural	97,6	35,9
					Inundada	16,7	28,9
			Areia argilo- siltosa	4	Natural	174,4	30,8
					Inundada	53,3	12,1
			Areia argilosa	14	Natural	192,1	36,4
					Inundada	60,6	27,6

Observando os parâmetros de resistência obtidos pelos diferentes estudos, especialmente as amostras referentes ao estado do RN estudado por Severo *et al.* (2006), é possível notar-se o efeito de cimentação do solo através dos valores obtidos de intercepto de coesão. Devido à queda considerável de valores quando comparadas as amostras em situação natural e inundada, uma parte da resistência referente ao intercepto de coesão provavelmente é decorrente da sucção atuando nas amostras não saturadas, e sendo eliminada a medida que as mesmas se aproximam da condição de saturação, não causando variação considerável ao ângulo de atrito do solo. No entanto, a parcela restante do intercepto de coesão é decorrente das ligações entre partículas, formando a chamada coesão verdadeira. Essa parcela de resistência do solo é independente da condição de saturação do solo, sendo resultado da influência da sua estrutura e, como apresenta Prietto (2004), só podem ser totalmente ou parcialmente removidos através da remoldagem ou reconstituição do solo. Essa parcela de resistência é especificamente importante para a estabilidade do solo em pequenos níveis de deformação e tensão normal atuantes no solo, onde a parcela de resistência do solo devido a coesão é completamente mobilizada antes do atrito.

Os estudos de Marques *et al.* (2006), executando ensaios de cisalhamento direto em amostras indeformadas na condição natural (CDN) e inundadas (CDI) demonstrou que para níveis de tensão normal até 50 kPa, as amostras apresentam curvas de resistência de pico acompanhadas de dilatância da amostra, como mostra a Figura 2.2. Comportamento tensão-deformação-variação de volume da amostra de 1,10m de profundidade em condição natural. (Marques *et al.*, 2006) Figura 2.2. Tal comportamento não foi observado para a condição inundada das amostras e é característico de solos

estruturados, conferindo ao solo um comportamento similar ao observado em solos pré-adensados, influenciado pelo efeito de sucção do solo, eliminado ao inundar a amostra. É possível observar também a variação de intercepto de coesão das amostras ensaiadas na condição natural e inundada, como mostras Figura 2.3 e Figura 2.4. As Tabela 2.2 e Tabela 2.3 apresentam o resumo dos parâmetros de resistência obtidos nos ensaios em condição natural e inundada.

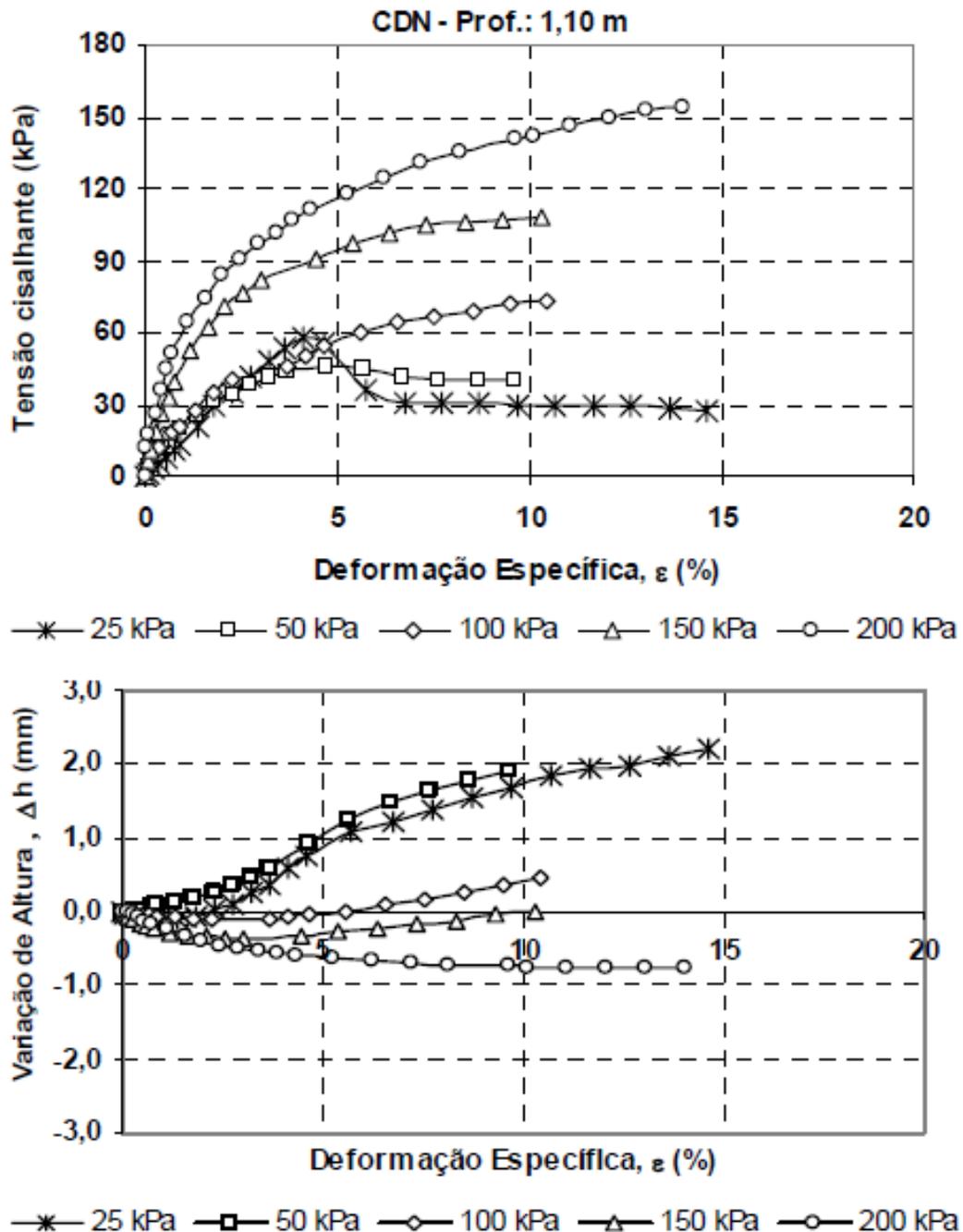


Figura 2.2. Comportamento tensão-deformação-variação de volume da amostra de 1,10m de profundidade em condição natural. (Marques et al., 2006)

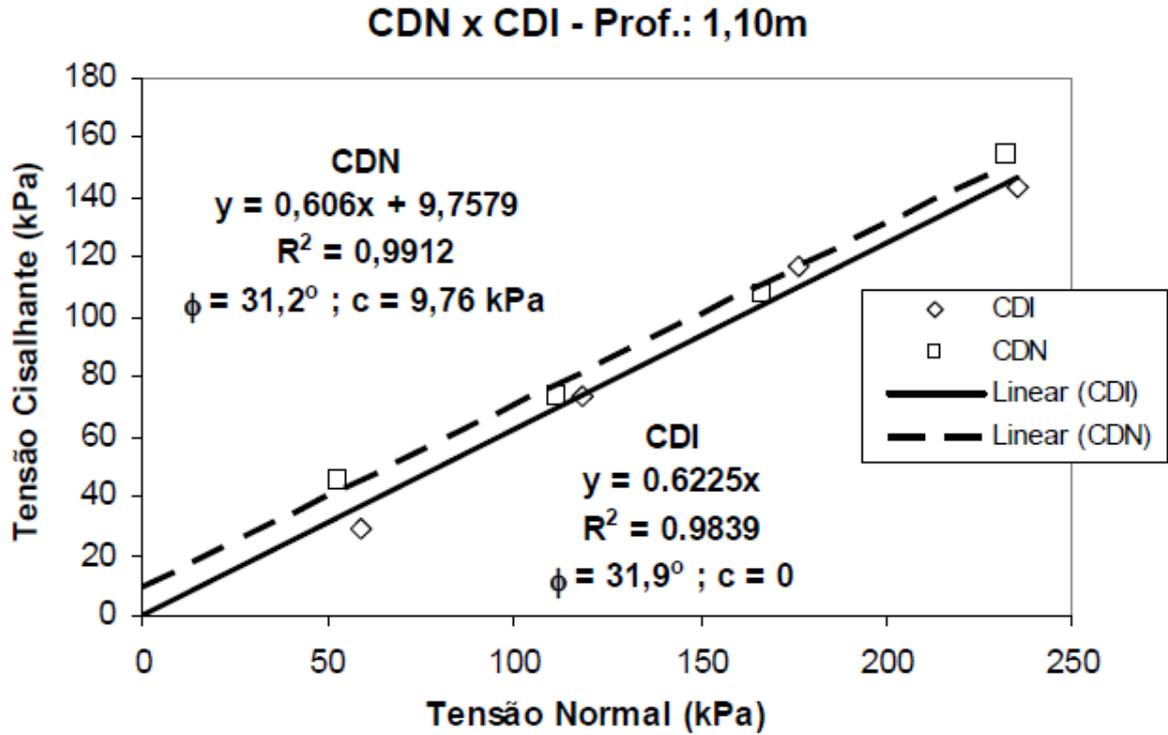


Figura 2.3. Envoltória de resistência das amostras a 1,10m de profundidade, na condição natural e inundada. (Marques et al., 2006)

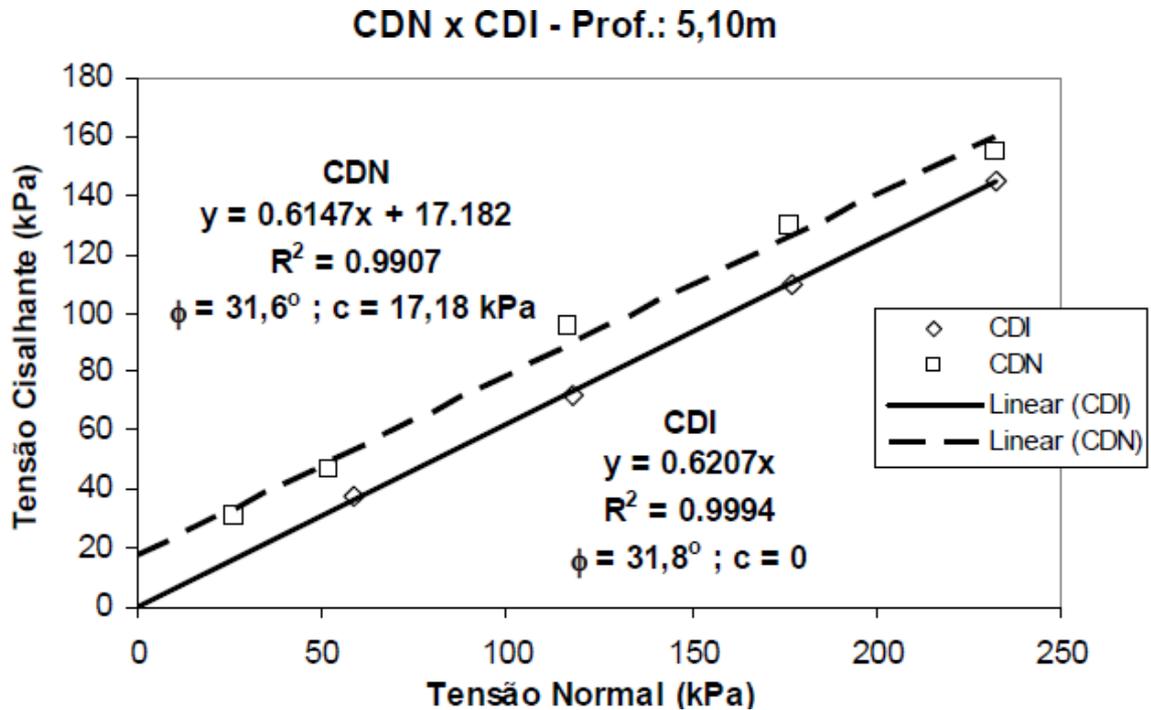


Figura 2.4. Envoltória de resistência das amostras a 5,10m de profundidade, na condição natural e inundada. (Marques et al., 2006).

Tabela 2.2. Condições de ensaio parâmetros de resistência para amostras em condição natural. (Marques et al., 2006)

Prof. (m)	w ₀ (%)	w _f (%)	Sr _f (%)	c (kPa)	Φ (°)
1,10	20,1	19,1	42,7	9,76	31,2
3,10	21,9	21,8	57,2	15,75	27,2
5,10	16,5	16,0	47,8	17,18	31,6
7,20	10,1	9,7	39,3	7,25	32,7
8,40	11,9	11,7	49,9	21,65	36,1

Tabela 2.3. Condições de ensaio parâmetros de resistência para amostras em condição inundada. (Marques et al., 2006)

Prof. (m)	w ₀ (%)	w _f (%)	Sr _f (%)	c (kPa)	Φ (°)
1,10	19,7	33,1	71,8	0,00	31,9
3,10	20,4	34,8	91,0	0,00	30,0
5,10	14,9	30,4	87,4	0,00	31,8
7,20	15,5	23,0	93,2	0,00	34,9
8,40	10,2	20,0	86,9	1,64	27,9

Santos Jr et al. (2008) apresenta também os parâmetros de resistência obtidos em sedimentos da Formação Barreiras, reproduzida na Tabela 2.4, comparando os valores em condição de umidade natural e inundada.

Tabela 2.4. Parâmetros de resistência dos sedimentos da Formação Barreiras. (Santos Jr. et al, 2008)

Solo	Parâmetros	Umidade Natural	Inundada	Fonte
Topo – Falésias Tibau do Sul	Φ (°)	28	28	Santos Jr. et al. (2008)
	c (kPa)	233,0	50,6	
Base – Falésias Tibau do Sul	Φ (°)	28	27	
	c (kPa)	384,1	45,4	
Piau – RN 103	Φ (°)	32	30	
	c (kPa)	396,6	95,5	
BR 101 – km 131	Φ (°)	27	26	
	c (kPa)	259,3	109,7	

Nestas análises é possível observar melhor os altos valores de intercepto de coesão obtidos nas amostras, especialmente em condição natural. E mesmo após a inundação, com nenhuma variação considerável do ângulo de atrito, a coesão verdadeira presente nas amostras ainda se mostra uma parcela considerável em sua resistência, com valores indo de 45,4 a 109,7 kPa.

2.4.2. Compressibilidade dos solos

Quanto à compressibilidade de solos provenientes da Formação Barreiras, Coutinho & Severo (2009) apresentam uma compilação de valores de índice de vazios, listados na Tabela 2.5 a seguir. Estes resultados demonstram valores de índice de vazios iniciais relativamente baixos (0,4 – 0,98), inferiores aos de colúvios desestruturados (2,5 – 1,0), saprolitos (0,9 – 0,6), e solos residuais (1,7 – 0,55), e variando numa faixa pequena.

Tabela 2.5. Índices de vazios de solos residuais e provenientes de Formação Barreiras. (Coutinho & Severo, 2009).

Local	Material	Índice de Vazios Inicial (e_0)
Pernambuco	Residual, Granito (Lafayette et al., 2003; 2005)	0,89 – 0,90
	Residual, Granito (Silva, 2005)	1,04 – 1,17
	Formação Barreiras (Lafayette, 2000)	0,62 – 0,82
	Formação Barreiras, Fáceis Leque fluvial (Lafayette et al. 2003; 2005)	0,82 – 0,84
	Formação Barreiras, Fáceis Aluvial de canal (Silva et al., 2005)	0,65 – 0,91
	Formação Barreiras (Coutinho et al., 1999)	0,62 – 0,69
	Formação Barreiras, Fáceis Leque proximal (Bandeira et al., 2004)	0,63 – 0,84
	Formação Barreiras (Silva, 2007)	0,61 – 0,92
	Formação Barreiras (Meira, 2008)	0,62 – 0,98
Rio Grande do Norte	Formação Barreiras (Severo et al., 2006)	0,40 – 0,75

Marques et al. (2006) apresenta a caracterização geotécnica de um perfil de solo não saturado da Formação Barreiras, localizado no campus da Universidade Federal de Alagoas – UFAL, na cidade de Maceió- AL. O comportamento de deformação do solo foi analisado através de ensaios edométricos duplos realizados em amostras indeformadas nas condições de umidade natural (EDN) e com inundação prévia (EDI). As Figura 2.5 e Figura 2.6 a seguir apresentam os resultados obtidos e curvas de adensamento, com a Tabela 2.6 apresentando os parâmetros de compressibilidade obtidos em função da profundidade de obtenção das amostras.

Tabela 2.6. Parâmetros de compressibilidade obtidos em ensaio oedométrico duplo. (Marques et al., 2006)

Prof. (m)	EDN			EDI			
	σ_{vm} (kPa)	Cc	Cr	σ_{vm} (kPa)	Cc	Cr	OCR
1,10	500	0,53	0,03	75	0,44	0,03	4,12
3,10	500	0,43	0,02	90	0,39	0,02	1,85
5,10	N/D	N/D	0,02	160	0,33	0,02	1,97
7,20	N/D	N/D	0,02	200	0,24	0,02	1,70
8,40	N/D	N/D	0,02	N/D	N/D	N/D	N/D

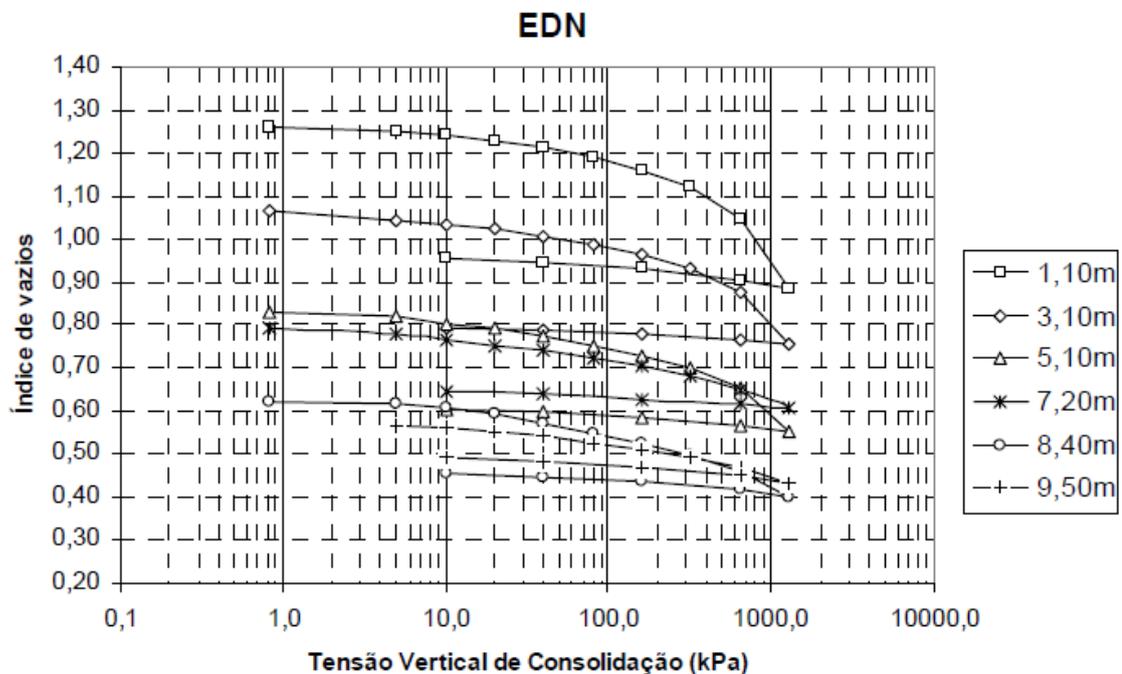


Figura 2.5. Curvas de adensamento para amostras em umidade natural. (Marques et al., 2006)

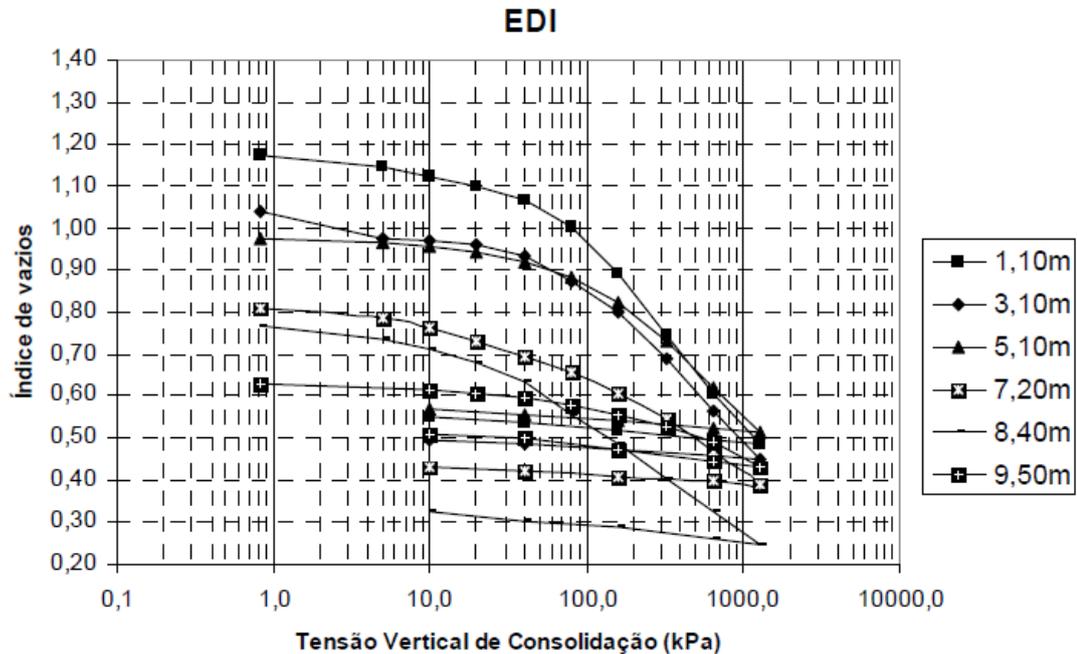


Figura 2.6. Curvas de adensamento para amostras pré-inundadas. (Marques et al., 2006)

As curvas obtidas, como explica Marques et al (2006), com baixos valores de índice de recompressão (0,02 e 0,03) são típicas de solos evoluídos (intemperizados), que não apresentam recuperação das deformações sofridas, e corresponde a mudanças nas suas características estruturais, pela quebra das ligações entre partículas. A análise comparativa entre tensões de pré-adensamento dos ensaios executados demonstra maior rigidez dos solos na condição não saturada, com maiores deformações ocorrendo nas amostras inundadas, possivelmente pela perda de sucção (observada também nas características de resistência dos solos provenientes da Formação Barreiras).

Santos Jr et al. (2015) estudou o comportamento de compressibilidade dos solos através de ensaios de compressão edométricos em amostras provenientes do topo e da base de falésias da Formação Barreiras no litoral do RN. Os ensaios executados foram iniciados em amostras na umidade natural, com inundação posterior. Os solos provenientes do topo apresentaram deformações de, no máximo, 0,5% para o carregamento de 50 kPa e, no máximo, 1,5% para o carregamento de 200 kPa. As amostras provenientes da base da falésia quando inundadas no estágio de carga de 200 kPa apresentaram deformações da ordem de 4%. Segundo Vargas (1978), deformações superiores a 2% indicam comportamento de solo colapsível, de modo que foi observado comportamento colapsível em amostras provenientes da base das

falésias, mas não nas amostras do topo do mesmo corpo, indicando características heterogêneas entre amostras de uma mesma região.

CAPÍTULO 3. PROGRAMA EXPERIMENTAL, MATERIAIS E MÉTODOS

3.1. Programa Experimental

O programa experimental foi preparado com o objetivo de caracterizar e avaliar as propriedades de resistência e compressibilidade de amostras de solo provenientes da Formação Barreiras em duas áreas diferentes da Região de Natal/RN.

Inicialmente foram realizados ensaios de caracterização do material estudado, incluindo a verificação do teor de umidade higroscópico do solo, granulometria e limites de consistência. A segunda parte do estudo compreendeu o estudo das características mecânicas do material, com a realização de ensaios de cisalhamento direto nas condições inundada e não inundada. Na terceira parte do estudo realizaram-se ensaios de compressão edométrica, que mostraram o comportamento do material quando submetido à compressão confinada, possibilitando uma análise das características de compressibilidade.

Na Tabela 3.1 são apresentadas de forma esquemática as etapas do programa experimental, com os tipos e o número de ensaios realizados em cada etapa. Essas atividades foram realizadas, no Laboratório de Mecânica dos Solos da UFRN.

Tabela 3.1. Resumo do Programa Experimental.

Etapa	Tipo de Ensaio	Nº de ensaios executados
Caracterização do solo	Análise Granulométrica	10
	Limites de Liquidez	10
	Limite de Plasticidade	10
Resistência Mecânica	Cisalhamento Direto não inundado	10
	Cisalhamento Direto Inundado	10
Compressibilidade	Compressão Edométrica	9

3.2. Material

3.2.1. Procedimento de coleta das amostras

O solo utilizado na pesquisa é proveniente de duas áreas da região de Natal/RN. A primeira área se localiza na zona Norte da cidade, próxima ao leito do Rio Potengi, enquanto que a segunda se localiza na zona Oeste da cidade, também próxima ao leito do Rio Potengi. As Figura 3.1, Figura 3.2 e Figura 3.3 apresentam imagens de satélite com a localização dos terrenos dentro da cidade, enquanto Tabela 3.2 apresenta as coordenadas aproximadas das regiões em estudo.

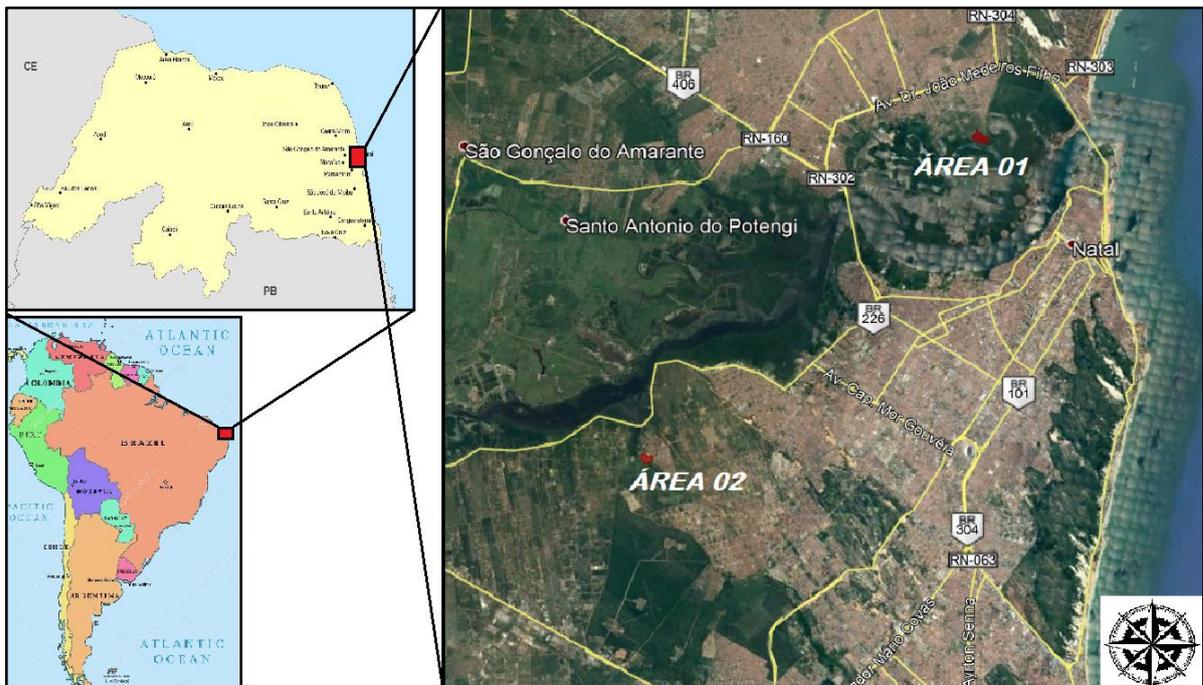


Figura 3.1. Localização das áreas estudadas.



Figura 3.2. Imagem de satélite da localização aproximada da área de coleta 01.

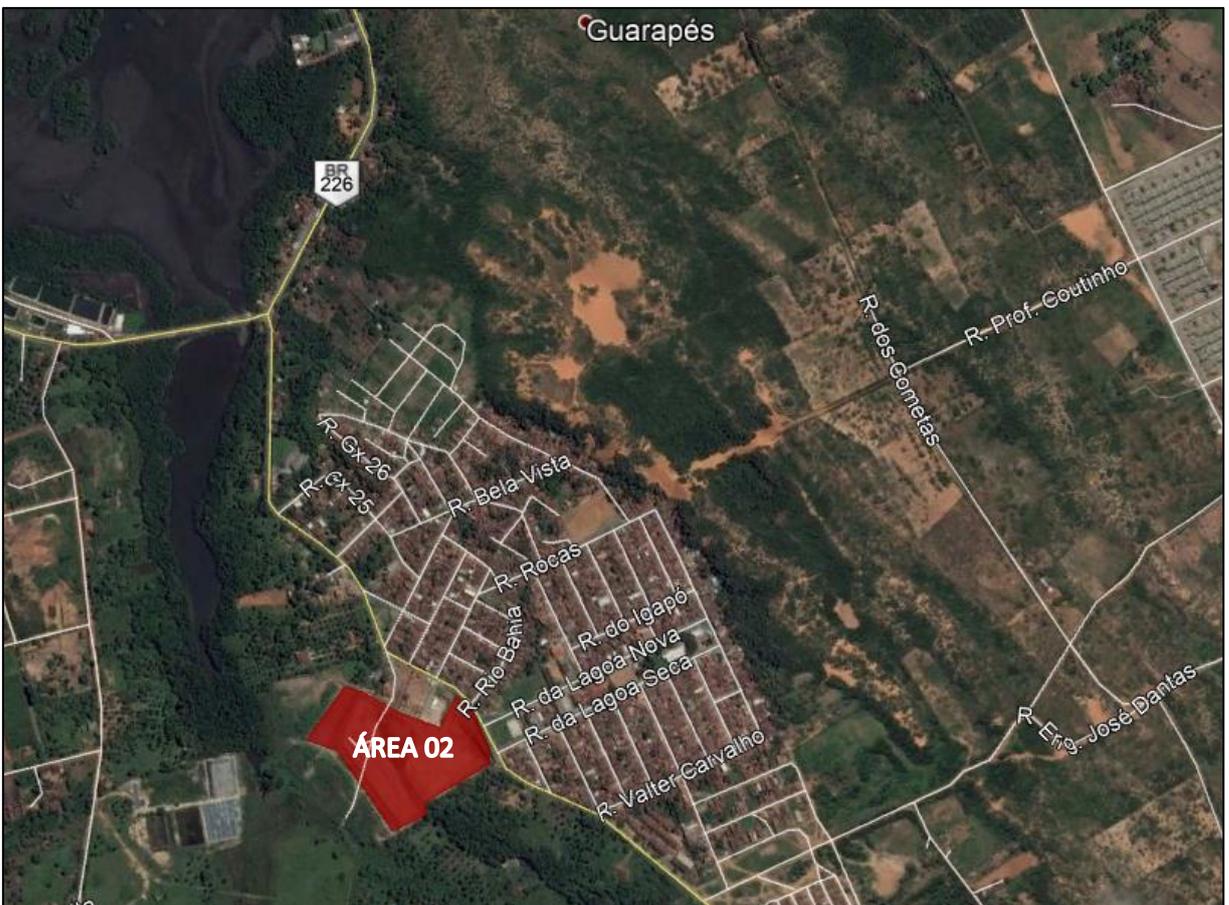


Figura 3.3. . Imagem de satélite da localização aproximada da área de coleta 02.

Tabela 3.2. Coordenadas aproximadas dos pontos de coleta de material em análise.

Região de Coleta	Latitude	Longitude	Afastamento até o Rio Potengi
Área 01	5° 45' 40,83" S	35° 13' 26,93" O	130 m
Área 02	5° 50' 33,05" S	35° 16' 40,45" O	280 m

Nas áreas demarcadas foram coletadas 14 amostras indeformadas, na forma de blocos cúbicos com 30 cm de aresta. No ato da coleta em campo, as amostras foram cobertas com uma camada de parafina em todas as suas faces, seguida de cobertura por morim, de modo a dar consistência ao bloco e garantir a manutenção das propriedades naturais do solo *in situ*. Feita a cobertura, as amostras foram acondicionadas em caixas de madeira, com identificação do número da amostra indicando o topo, e transportadas para o Laboratório de Mecânica dos Solos da UFRN. A Figura 3.4 apresenta aspectos visuais de uma das amostras utilizada na realização dos ensaios.

**Figura 3.4. Chegada e estado de um dos blocos indeformados utilizados.**

As Figura 3.5 e Figura 3.6 apresentam os principais blocos analisados no presente trabalho. Para efeito de identificação, os blocos analisados neste trabalho foram classificados com a nomenclatura apresentada na Tabela 3.3, de acordo com a sua área de origem, condição de coleta e ensaios executados em cada material.



Figura 3.5. Blocos coletados na Área 01: A-01 à A-05.



Figura 3.6. Blocos coletados na Área 02: B-01 à B-05.

Tabela 3.3. Identificação dos blocos amostrados e resumo dos ensaios realizados.

Região de Coleta	Nomenclatura Adotada	Condição da Amostra	Granulometria Conjunta	LL & LP	Cisalhamento Direto Não Inundado	Cisalhamento Direto Inundado	Compressão Edométrica
Área 01	A-01	Indeformada	X	X	X	X	X
	A-02	Indeformada	X	X	X	X	X
	A-03	Indeformada	X	X	X	X	-
	A-04	Indeformada	X	X	X	X	X
	A-05	Indeformada	X	X	X	X	-
Área 02	B-01	Indeformada	X	X	X	X	-
	B-02	Indeformada	X	X	X	X	-
	B-03	Indeformada	X	X	X	X	-
	B-04	Indeformada	X	X	X	X	-
	B-05	Indeformada	X	X	X	X	-
	C-01	Indeformada	-	-	-	-	X
	C-02	Indeformada	-	-	-	-	X
	C-03	Indeformada	-	-	-	-	X
	C-04	Indeformada	-	-	-	-	X
	D-01	Compactada	-	-	-	-	X
D-02	Compactada	-	-	-	-	X	

No caso dos solos coletados na Área 01, percebeu-se que os solos apresentavam homogeneidade tátil-visual, com leves variações nos bloco A-02 que aparentava uma maior presença de pedregulhos em sua constituição, e bloco A-05 com uma quantidade maior de matéria orgânica em sua composição, mas com uma constituição geral mais arenosa.

Para as amostras coletadas na Área 02, os blocos apresentaram heterogeneidade tanto entre um bloco e o outro, como dentro do próprio bloco. A heterogeneidade se refere à coloração e a presença de núcleos enrijecidos. A análise visual permite identificar diferentes feições nos blocos, indo de um material mais esbranquiçado e frágil, camadas rosáceas mais resistentes, até uma camada avermelhada altamente rígida e similar a pedregulhos de tamanho médio, que se separavam facilmente das demais. Ainda assim, é possível observar uma semelhança tátil-visual entre blocos B-01, B-03 e B-04, com material de tons esbranquiçado à rosáceo, mais frágeis, assim como entre o B-02 e B-05, constituídos do material avermelhado mais rígido, com presença de pedregulhos.

3.3. Métodos

3.3.1. Preparação das amostras

A preparação das amostras de solo para os ensaios de caracterização seguiu os procedimentos estabelecidos pela norma NBR 6457 (1986). As amostras assim preparadas foram armazenadas até a data da sua utilização em sacos plásticos, devidamente identificados e vedados.

Para os ensaios de análise de resistência mecânica e compressibilidade, foram talhados corpos de prova a partir de cada bloco indeformado de modo a garantir a manutenção das características naturais do solo. Para os ensaios de cisalhamento direto os corpos de prova foram talhados utilizando-se anéis com diâmetro nominal de 60 mm e altura de 30 mm, como mostra a Figura 3.8. De cada bloco foram moldados 04 corpos de prova para realização de ensaios de cisalhamento direto na condição inundada e outros 04 para análise na condição inundada. Para os ensaios de compressão confinada foram talhadas, a partir de cada bloco indeformado, 01 corpo de prova utilizando-se anéis com diâmetro nominal de 50 mm e altura de 20 mm, como mostra a Figura 3.8.

O procedimento de moldagem dos corpos de prova foi difícil, principalmente dos solos referentes às amostras B (provenientes da Área 02), dada a rigidez apresentada pelo material e a presença de pequenos e médios pedregulhos, o que impossibilitava o perfeito ajuste dos mesmos. Foram utilizadas serras, lixas e escova de aço para que as dimensões ficassem mais próximas dos valores escolhidos para comprimento e diâmetro. O processo também era demorado, visto que se não houvesse o cuidado necessário, as amostras poderiam vir a romper ou fissurar antes da finalização (Figura 3.7). Durante a moldagem obtinha-se amostras para determinação do teor de umidade.



Figura 3.7. Moldagem do corpo de prova.

As amostras provenientes da Área 01 (amostras A), por sua vez, se mostraram mais maleáveis à moldagem, por sua constituição ser mais de material arenoso, mesmo quando considerada a amostra A-02. Uma vez moldadas as amostras, as mesmas eram mantidas envelopadas em filme plástico, identificadas, e acondicionadas em dessecador para manter suas características até a execução dos ensaios, como mostram as Figura 3.8, Figura 3.9 e Figura 3.10.

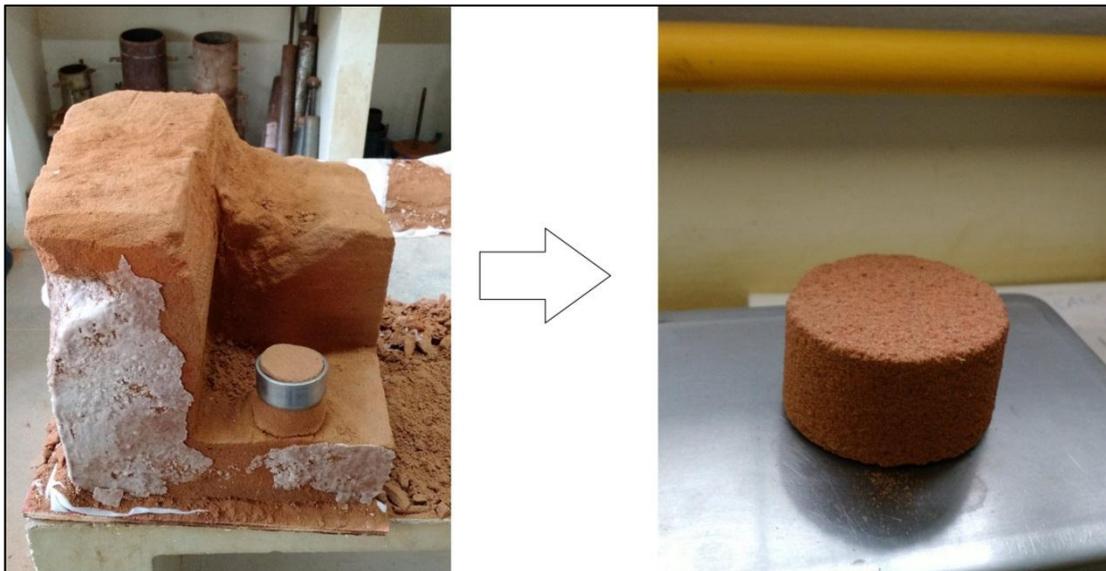


Figura 3.8. Preparação de amostra indeformada para execução de ensaio de cisalhamento direto.

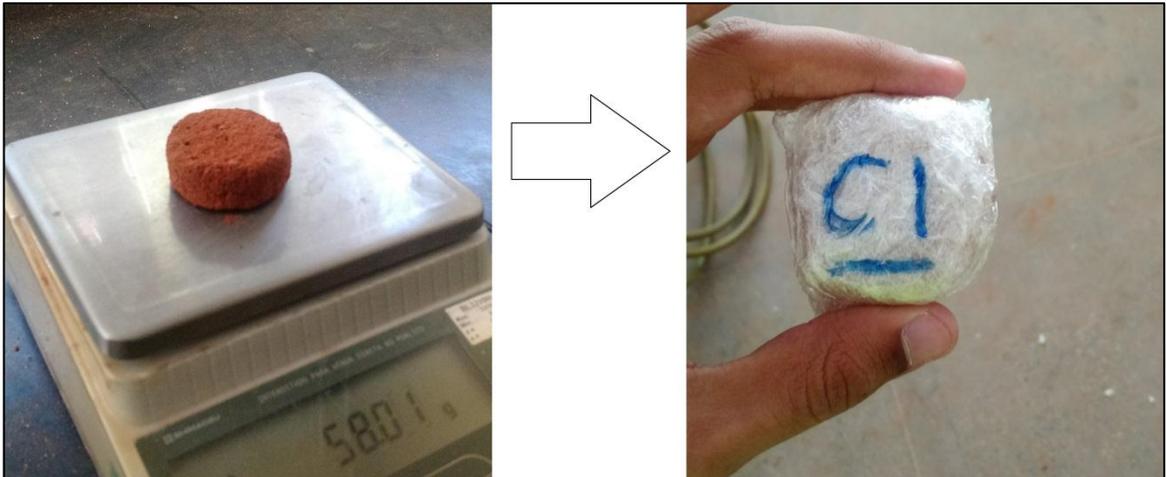


Figura 3.9. Amostra indeformada para ensaio de adensamento, e acondicionamento das amostras.

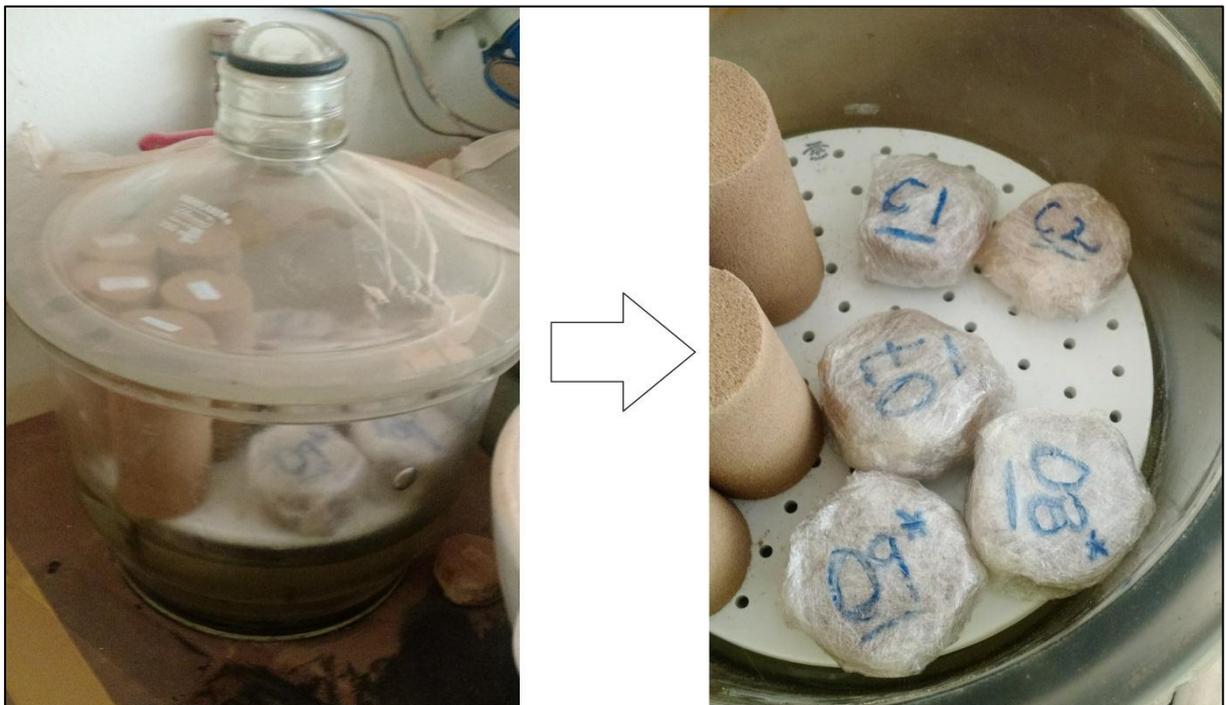


Figura 3.10. Acondicionamento das amostras em dessecador antes do ensaio.

3.3.2. Caracterização do solo

Para caracterização do solo primeiramente foi determinado o teor de umidade dos blocos indeformados. Posteriormente foram realizados ensaios de granulometria e limites de Atterberg.

Para a determinação do teor de umidade do solo foi utilizada como base a NBR 6457/1986, que descreve o procedimento em seu anexo. Foram retiradas três

cápsulas de solo úmido, devidamente pesadas ($P_{\text{úmido}}$ e $P_{\text{cápsula}}$), colocadas na estufa, e posteriormente foram pesadas novamente (P_{seco}).

Para a análise granulométrica das amostras, foram seguidas as normativas dispostas na NBR 7181/1984 para as etapas de peneiramento e sedimentação das amostras. Uma vez finalizados os ensaios, as amostras foram classificadas segundo os preceitos da NBR 6502/1995 para o tamanho dos seus grãos, segundo o Sistema rodoviário de classificação ou HRB (Highway Research Board), e o Sistema Unificado de Classificação de Solos (SUCS).

A determinação dos limites de Atterberg foi feita considerando as normas: NBR 7180/1984: Solo - Determinação do limite de plasticidade, e NBR 6459/1984: Solo – Determinação do limite de liquidez. Para o limite de liquidez (LL), foram ensaiadas manualmente as amostras através do aparelho de Casagrande, enquanto que o limite de plasticidade (LP) foi determinado através da moldagem de cilindros de solo em placa de vidro. Obtidos os valores, foi possível determinar o índice de plasticidade (IP) pela diferença entre os valores de LL e LP.

3.3.3. Ensaios de Resistência ao Cisalhamento

Os ensaios de Cisalhamento Direto foram realizados seguindo os parâmetros da norma americana D3080 (ASTM, 1998). Como a norma limita as dimensões máximas do corpo-de-prova, mas especifica que o diâmetro não deve ser inferior a 10 vezes a partícula de maior diâmetro, foram moldadas amostras de acordo com as dimensões da caixa de cisalhamento existente no laboratório, com 59,81 mm de diâmetro e 31,52 mm de altura. Após moldado, cada corpo-de-prova foi inserido na prensa de cisalhamento direto onde dois relógios comparadores permitiram a leitura dos deslocamentos horizontais e verticais e um anel dinamométrico permitiu a leitura da força aplicada ao material.

As amostras eram submetidas a um carregamento normal durante um período de pelo menos 2h para permitir o adensamento prévio ao cisalhamento. Para os ensaios inundados, a caixa de cisalhamento era inundada em água destilada de modo que as etapas de adensamento e saturação da amostra ocorressem em conjunto. A velocidade do ensaio utilizada foi de 0,05 mm/min, de modo a permitir o alívio de excesso de pressão neutra que pudesse ocorrer durante o cisalhamento.

Foram realizados ensaios considerando 04 níveis de carregamento. As tensões normais adotadas foram de 50, 100, 200 e 400 kPa. Além da condição natural, os ensaios foram realizados na condição inundada visando minimizar os efeitos da sucção matricial nos resultados. Esse procedimento permitiu analisar se os valores obtidos para intercepto de coesão das amostras se devia à cimentação do material ou era decorrente do comportamento não saturado.

3.3.4. Ensaio de Compressibilidade

Os ensaios de compressão confinada foram realizados em 04 amostras talhadas a partir dos blocos indeformados utilizando-se anéis com diâmetro nominal de 50 mm e altura de 20 mm, e 02 amostras do mesmo material proveniente de Formação Barreiras, sendo estas compactadas no teor de umidade ótimo e massa específica seca máxima. Estes ensaios foram realizados visando analisar o efeito da estrutura do solo na sua compressibilidade.

Após a moldagem os corpos de prova foram submetidos a tensões verticais de 12,5; 25; 50; 100; 200; 400 e 800 kPa. No estágio de carregamento correspondente a tensão de 100 kPa, a amostra foi inundada. Assim, os primeiros estágios de carregamento (12,5 até 100 kPa) a amostra encontrava-se no teor de umidade vigente no bloco. Após a aplicação da tensão de 100 kPa, a amostra foi mantida inundada. Cada estágio de carga e o tempo de inundação foram definidos em função da estabilização das deformações. Em todos os estágios foi mantido um tempo mínimo de 2 horas. Após a aplicação da tensão de 800 kPa, a amostra foi submetida a descarregamento com estágios nas tensões de 400; 100 e 12,5 kPa. No decorrer dos ensaios foram medidas as deformações verticais (variação de altura do corpo de prova) por meio de relógio comparador com sensibilidade de 0,01 mm.

CAPÍTULO 4. RESULTADOS E ANÁLISES

Neste capítulo são apresentados os resultados dos ensaios descritos no Capítulo 3, tendo em vista os objetivos propostos para esta pesquisa. Na primeira parte são expostos os resultados dos ensaios de caracterização do solo em estudo. São apresentadas as curvas granulométricas obtidas e feita a análise do material e sua classificação de acordo com os parâmetros geotécnicos estudados.

Na segunda parte, são apresentados os resultados dos ensaios de cisalhamento direto nas condições inundadas e não inundadas, com 50, 100, 200 e 400 kPa de tensão normal, bem como suas envoltórias com seus respectivos parâmetros de resistência mecânica. É feita a análise dos efeitos da saturação da amostra sobre o comportamento tensão-deformação, classificação do comportamento e por fim, os resultados são comparados aos obtidos por outros autores como Marques et al. (2006), Santos Jr. et al. (2008), Santos Jr. et al. (2015), e Severo et al. (2006).

A terceira parte envolve a apresentação dos resultados dos ensaios de compressão confinada, comparação do comportamento das amostras em condição natural e as amostras compactadas, verificação de ocorrência de comportamento colapsível ou expansível do material e classificação do material em comparação ao comportamento observado pelos demais autores.

4.1. Caracterização do Solo

Foram realizados ensaios de granulometria conjunta do solo referente às amostra indeformadas a serem ensaiadas para resistência mecânica, como mostra a Tabela 3.3, de modo a classificar o material. De cada bloco analisado foi retirado material suficiente para execução das etapas de peneiramento grosso, peneiramento fino e sedimentação. As Figura 4.1 e Figura 4.2 apresentam as curvas granulométricas obtidas para as diferentes amostras ensaiadas.

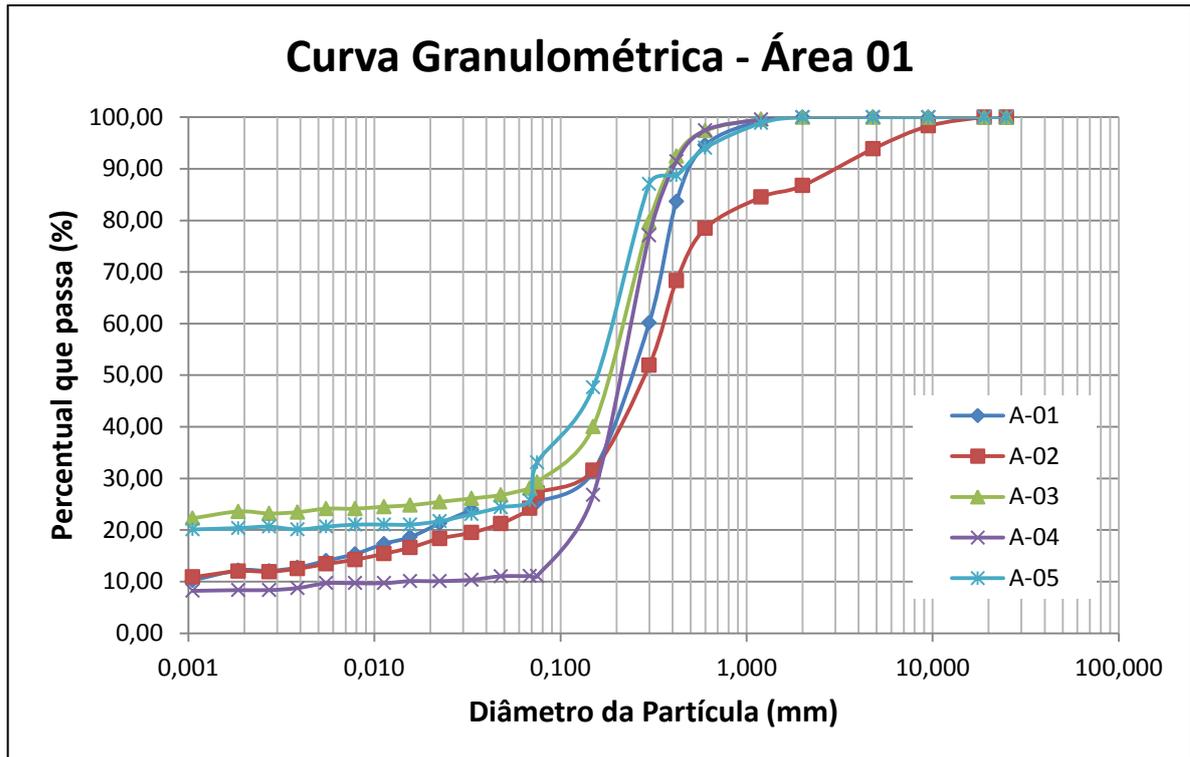


Figura 4.1. Curvas granulométricas das amostras da Área de coleta 01.

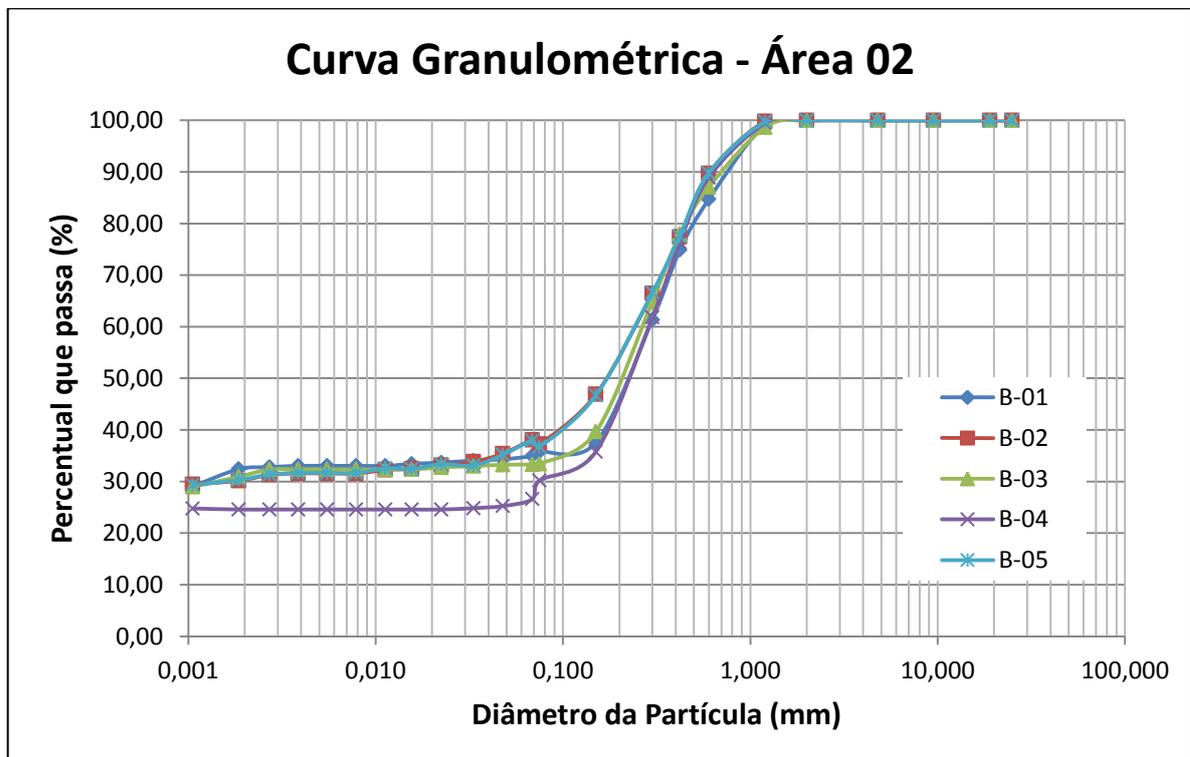


Figura 4.2. Curvas granulométricas das amostras da Área de coleta 02.

Analisando as curvas granulométricas obtidas para as amostras referentes à Área 01, onde é possível observar um comportamento coincidente na porção central e final da curva, com exceção do material do bloco 02 que destoa dos demais apresentando uma fração pedregulho, com cerca de 13% do material da amostra

retido por uma peneira de abertura 2,0 mm (#10). Comportamento esse inexistente nas demais amostras. O resultado obtido é compatível com a análise tátil-visual dos blocos analisados, com a amostra A-02 apresentando em sua superfície características de um material de granulometria mais grossa e pedregulhosa que os demais, que aparentam uma composição mais arenosa ou de finos.

Quanto às amostras referentes à Área de coleta 02, a maior surpresa se encontra na coincidência de comportamento entre as curvas, apesar da aparente heterogeneidade dos materiais observada tátil-visualmente entre cada bloco. Nenhuma das amostras apresentou granulometria pedregulhosa, como esperado ao trabalhar manualmente o material para obtenção das amostras. Na realidade, as curvas apontaram para valores bem superiores aos esperados para os teores de finos nas amostras analisadas, com somente a amostra B-04 apresentando um teor de finos inferior à observada nas demais curvas, mas ainda superior a faixa de 20,0%.

Pela análise das curvas foram obtidos os índices granulométricos, expostos na Tabela 4.1. A Tabela 4.2 apresenta a distribuição das partículas presentes nas amostras analisadas de acordo com o diâmetro, segundo as definições da NBR 6502/1995.

Tabela 4.1. Índices granulométricos obtidos nas amostras.

Amostra	Porcentagem que Passa			Cu	Cc	D ₁₀ (mm)	D ₃₀ (mm)	D ₆₀ (mm)
	# 10	# 40	# 200					
A-01	100%	83,7%	25,4%	-	-	-	0,150	0,30
A-02	86,7%	68,3%	27,2%	-	-	-	0,150	0,35
A-03	100%	92,4%	29,3%	-	-	-	0,075	0,22
A-04	100%	91,5%	11,1%	3,2	1,6	0,075	0,170	0,24
A-05	100%	88,7%	33,1%	-	-	-	0,075	0,18
B-01	100%	74,8%	32,8%	-	-	-	0,001	0,28
B-02	100%	77,4%	37,2%	-	-	-	0,001	0,18
B-03	100%	77,9%	33,4%	-	-	-	0,001	0,20
B-04	100%	76,3%	25,4%	-	-	-	0,075	0,30
B-05	100%	77,6%	36,8%	-	-	-	0,001	0,25

Tabela 4.2. Distribuição granulométrica das partículas nas amostras.

Amostra	Porcentagem de material					
	Pedregulho	Areia Grossa	Areia Média	Areia Fina	Silte	Argila
A-01	0,00%	5,43%	51,57%	18,00%	12,78%	12,22%
A-02	13,28%	8,28%	38,44%	15,83%	12,13%	12,04%
A-03	0,00%	2,61%	42,39%	26,89%	4,50%	23,61%
A-04	0,00%	2,55%	51,45%	34,00%	3,64%	8,36%
A-05	0,00%	5,97%	30,03%	38,26%	5,35%	20,39%
B-01	0,00%	15,31%	47,11%	2,63%	2,55%	32,40%
B-02	0,00%	10,30%	42,82%	8,83%	7,90%	30,15%
B-03	0,00%	12,94%	47,40%	6,36%	2,36%	30,94%
B-04	0,00%	11,07%	53,13%	9,22%	2,00%	24,58%
B-05	0,00%	10,22%	43,06%	8,77%	7,65%	30,30%

A distribuição granulométrica das partículas referentes à Área de coleta 01 corrobora a análise visual do material, demonstrando que a parcela predominante do solo se classifica como areia, em geral média ou fina. No entanto, faz-se necessário observar também que a argila representa uma parcela significativa do material analisado da área, com teores superiores a 10% em quase todas as amostras, exceto a A-04 com 8,36%.

Comparando a distribuição granulométrica das duas regiões, as amostras apresentaram percentuais totais de areia e silte semelhantes, sendo essas as parcelas mais proeminentes do solo. No entanto, as amostras provenientes da área 02 (B-01 a B-05) apresentaram teores de argila indo de 24,58% até 32,40%, até 3,0 vezes superiores aos obtidos nas amostras provenientes da área 01 (A-01 a A-05).

Quanto aos limites de Atterberg, a Tabela 4.3 resume os resultados obtidos, enquanto que a Figura 4.3 apresenta os resultados dos parâmetros de consistência representados no gráfico de plasticidade, de acordo com a carta de plasticidade estabelecida por Casagrande.

Tabela 4.3. Resumo dos valores de limites de Atterberg para as amostras analisadas.

Amostra	Limite de Liquidez (%)	Limite de Plasticidade (%)	Índice de Plasticidade (%)
A-01	19	13	6
A-02	23	14	9
A-03	19	15	5
A-04	-	-	Não Plástico
A-05	-	-	Não Plástico

B-01	37	17	20
B-02	27	19	8
B-03	32	16	17
B-04	24	16	7
B-05	27	18	8

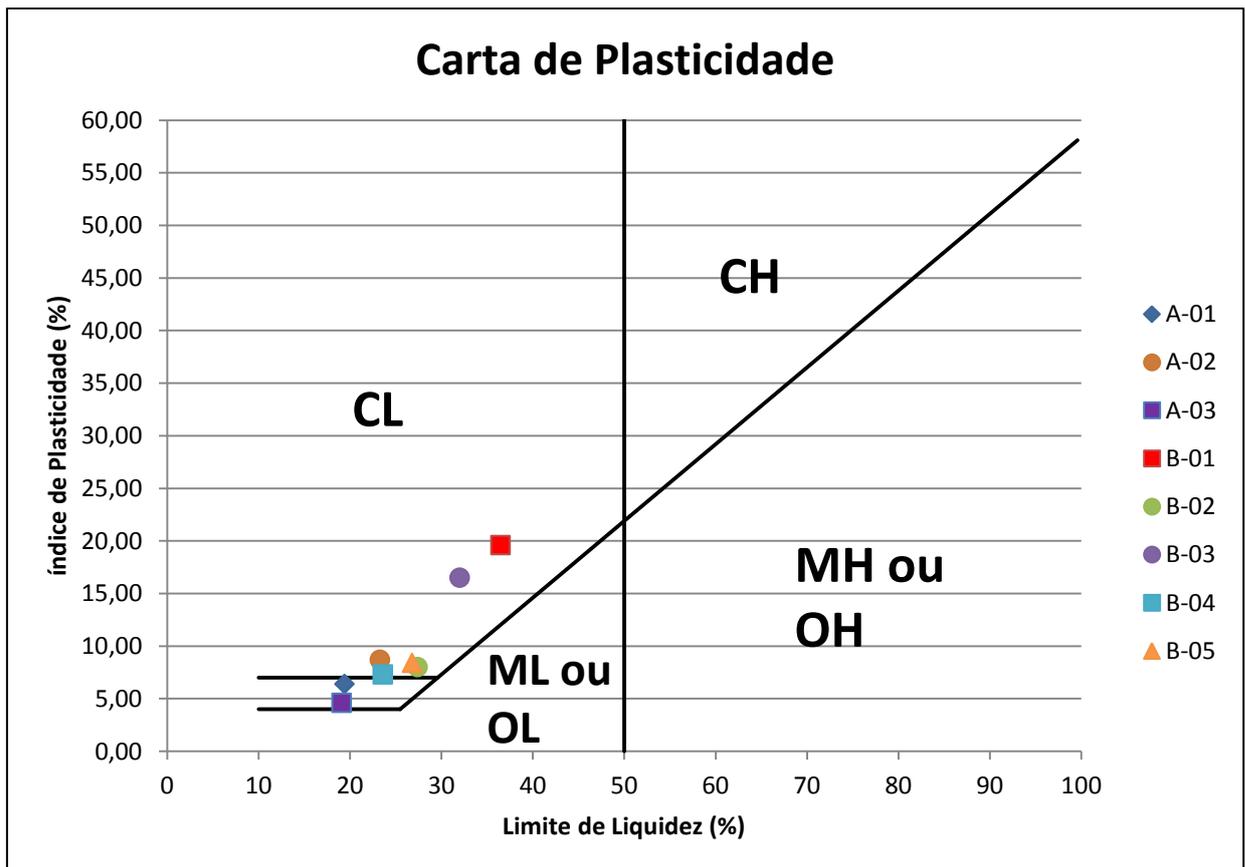


Figura 4.3. Carta de plasticidade das amostras coletadas.

O gráfico de plasticidade aponta que as amostras analisadas, em sua maioria, apresentam baixa à média plasticidade, com valores indo de 4 a 9%, exceto as amostras B-01 e B-03, com valores de 20 e 17% respectivamente, que também se tratam das amostras analisadas que apresentaram maior percentual de argila nas suas composições, com 32,40% e 30,94%. Mesmo considerando os valores que se dispersam da média, são compatíveis aos apresentados por Santos Jr. et al. (2015), para solos provenientes de Formação Barreiras, com uma faixa de variação de 4,0 à 22,0%.

Com base nos valores obtidos de Índice de plasticidade e faixas granulométricas, foi feita a classificação do material segundo o Sistema Unificado de Classificação de

Solos (SUCS), e pelo Sistema rodoviário de classificação ou HRB (Highway Research Board). A classificação final das amostras estudadas está apresentada na Tabela 4.4.

Tabela 4.4. Classificação granulométrica das amostras analisadas.

Amostra	Classificação SUCS	Classificação HRB
A-01	Areia Siltosa – Areia Argilosa (SM-SC)	A-2-4
A-02	Areia Argilosa (SC)	A-2-4
A-03	Areia Siltosa – Areia Argilosa (SM-SC)	A-2-4
A-04	Areia Siltosa Bem-Graduada (SW-SM)	A-2-4
A-05	Areia Argilosa Mal-Graduada (SP-SC)	A-2-4
B-01	Areia Argilosa (SC)	A-2-6
B-02	Areia Argilosa (SC)	A-2-4
B-03	Areia Argilosa (SC)	A-2-6
B-04	Areia Argilosa (SC)	A-2-4
B-05	Areia Argilosa (SC)	A-2-4

Com base no sistema SUCS, as amostras apresentam uma tendência de classificação como Areia Argilosa (SC), com 70% das amostras se encaixando nessa categoria de material, excluindo comportamentos como os observados nas amostras A-01 e A-03, que se classificam como Areia Silto – Argilosa (SM-SC) por apresentarem um IP intermediário (entre 4 e 7). As amostras A-04 e A-05 apresentaram dupla classificação devido a não plasticidade do material, se dividindo em bem graduada e mal graduada, respectivamente, graças aos seus Coeficientes de Curvatura (Cc).

Segundo o Sistema Rodoviário, todas as amostras se classificam como A2, o que significa que se tratam de areias em que os finos presentes constituem a característica secundária, com uma sub-classificação a depender do seu índice de plasticidade (Pinto, 2010). As amostras B-01 e B-03 se classificam como A-2-6 por apresentar $IP \geq 10$, enquanto que as demais amostras apresentam classificação A-2-4 ($IP < 10$).

Como referência para classificação, Santos Jr. et al. (2015) apresenta o resultado de 111 amostras de solos provenientes da Formação Barreiras ensaiados, dos quais 32% foram classificadas como SC (areia argilosa), 23% como SM (areia siltosa), 15% como SM-SC, 18% como CL (argila de baixa plasticidade), 7% como ML (silte

de baixa plasticidade) e 5% como GC (pedregulho argiloso). Em todas as amostras o limite de liquidez foi sempre inferior a 50% e o índice de plasticidade apresentou valor máximo de 21,3%.

4.2. Ensaio de Resistência ao Cisalhamento

Foram realizados 20 ensaios de cisalhamento direto nas amostras indeformadas coletadas, segundo a Tabela 3.3, divididos em 10 ensaios na condição inundada e 10 na condição não inundada. Considerou-se como 01 ensaio completo a formação de uma envoltória de 04 pontos para cada amostra.

A Tabela 4.5 apresenta o resumo dos parâmetros de resistência obtidos para cada bloco ensaiado, nas condições inundada e não inundada, enquanto que as Figura 4.4 a Figura 4.13 apresentam o comparativo entre o comportamento das amostras antes e após a inundação através das envoltórias de resistência obtidas. Todos os resultados apontam para redução considerável do intercepto de coesão obtido uma vez que a amostra passa por saturação, saindo de valores de 206,25 kPa até zero, como observado na amostra A-03, indicando que a sucção apresenta uma parcela importante da resistência do material estudado.

No entanto, amostras como as obtidas da área 02 mostram que mesmo após a saturação, o solo apresenta parcela de coesão real, decorrentes da estrutura do material, com valores variando entre 17 e 38k kPa. É observável que os maiores valores de coesão atingidos, bem como a manutenção da coesão após inundação do material, ocorre nas amostras que apresentaram maior percentual de argila e índice de plasticidade (B-01 à B-05).

O ângulo de atrito das amostras também sofre variação após a saturação das amostras, saindo de valores da ordem de 38° em média, mais adequado à rochas do que solos arenosos, para valores de 27° a 32°, dentro da faixa de valores listados por Severo (2011) para diferentes locais com solo proveniente da Formação Barreiras (ângulos de atrito entre 20° e 35° na condição saturada). As maiores diferenças entre valores de ângulo de atrito nas condições naturais e inundadas, no entanto, ocorrem nas amostras que apresentaram maior heterogeneidade, como as coletadas na área 02. Porém, após a saturação, todas as amostras retornam a

valores de ângulo de atrito correspondente com a sua classificação de material arenoso (27° à 33°).

Tabela 4.5. Parâmetros de resistência obtidos em ensaio.

Local de Coleta	Amostra	Condição	ϕ (°)	c (kPa)
Área 01	A-01	Natural	43,0	0,49
		Inundada	33,7	0,00
	A-02	Natural	19,5	134,41
		Inundada	33,3	0,00
	A-03	Natural	39,9	206,25
		Inundada	32,9	0,00
	A-04	Natural	36,1	167,71
		Inundada	36,9	0,00
	A-05	Natural	32,6	45,96
		Inundada	32,9	0,00
Área 02	B-01	Natural	38,7	196,72
		Inundada	27,2	22,08
	B-02	Natural	58,1	148,61
		Inundada	30,2	106,71
	B-03	Natural	37,6	178,03
		Inundada	31,7	17,52
	B-04	Natural	42,3	218,04
		Inundada	28,4	38,27
	B-05	Natural	46,3	306,76
		Inundada	33,6	24,19

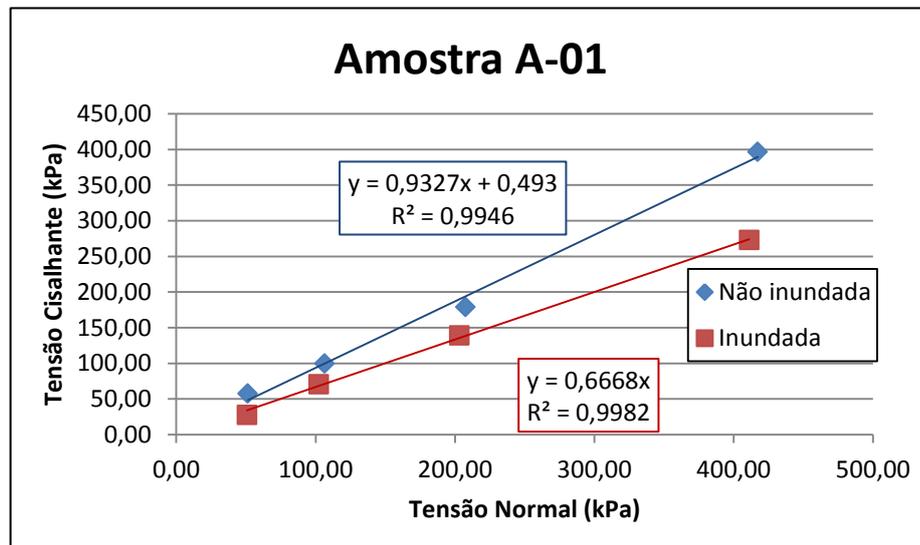


Figura 4.4. Comparativo entre envoltórias de resistência natural e após inundação, Amostra A-01.

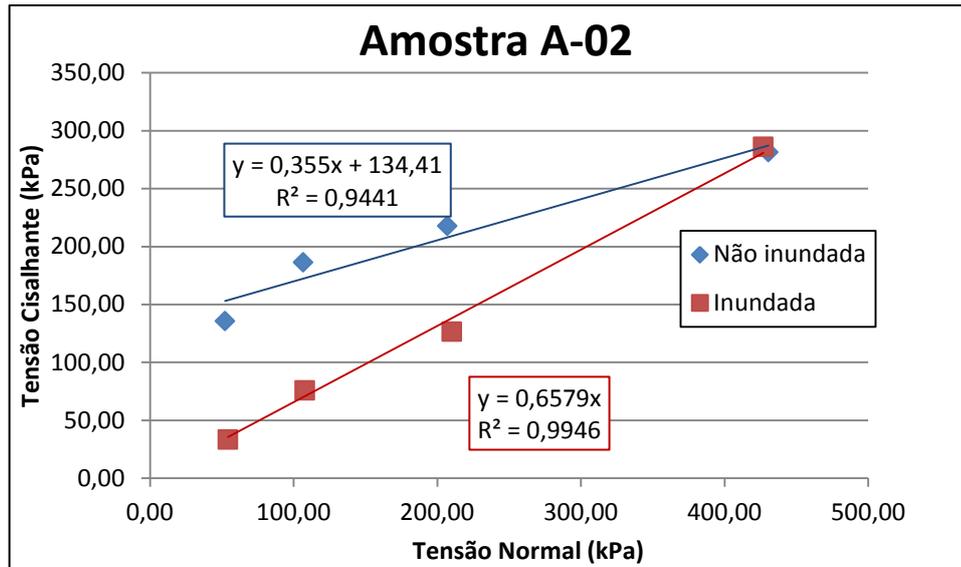


Figura 4.5. Comparativo entre envoltórias de resistência natural e após inundação, Amostra A-02.

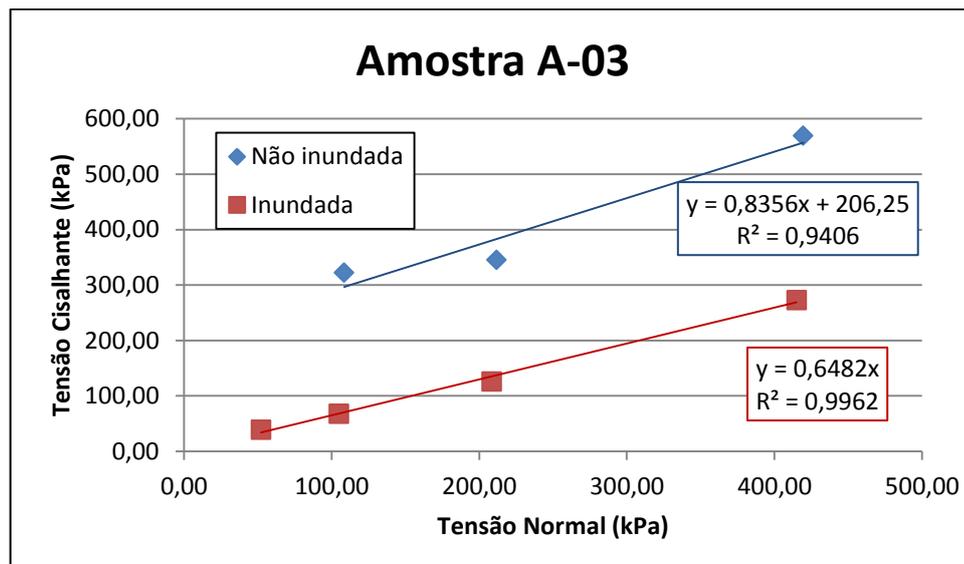


Figura 4.6. Comparativo entre envoltórias de resistência natural e após inundação, Amostra A-03.

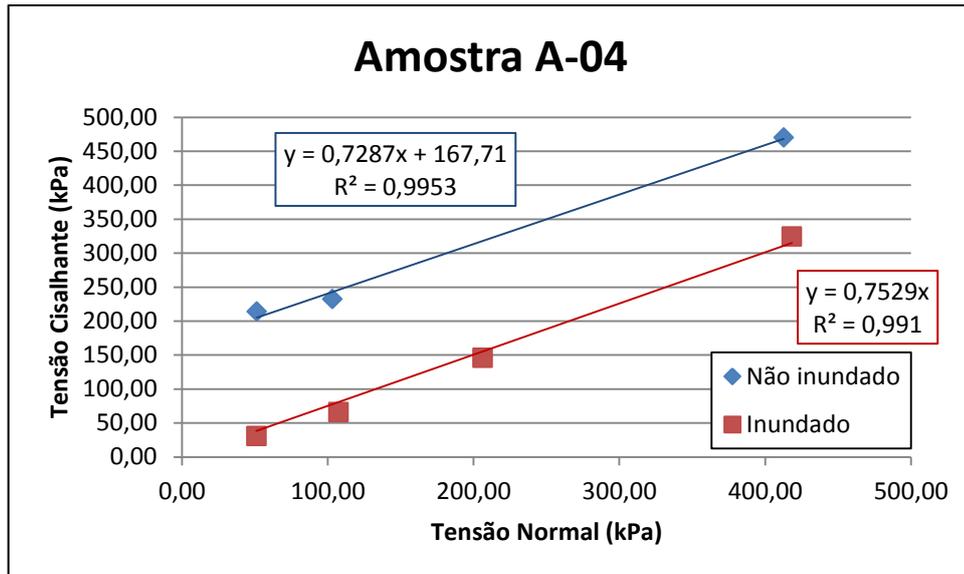


Figura 4.7. Comparativo entre envoltórias de resistência natural e após inundações, Amostra A-04.

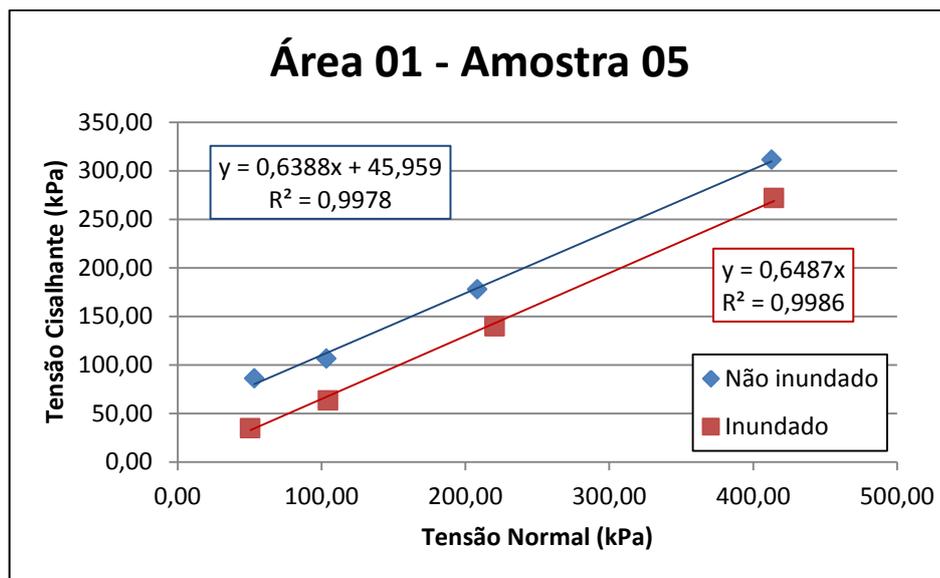


Figura 4.8. Comparativo entre envoltórias de resistência natural e após inundações, Amostra A-05.

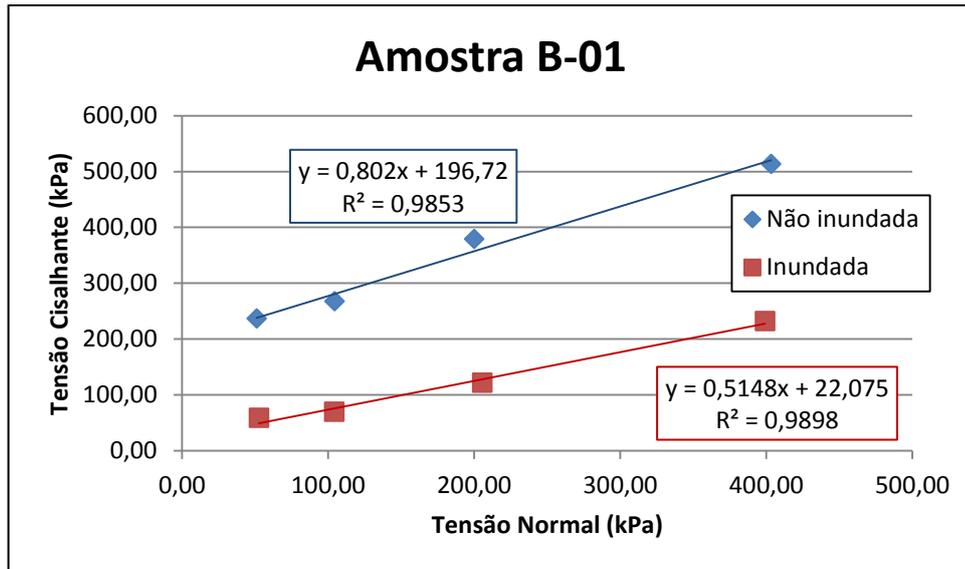


Figura 4.9. Comparativo entre envoltórias de resistência natural e após inundação, amostra B-01.

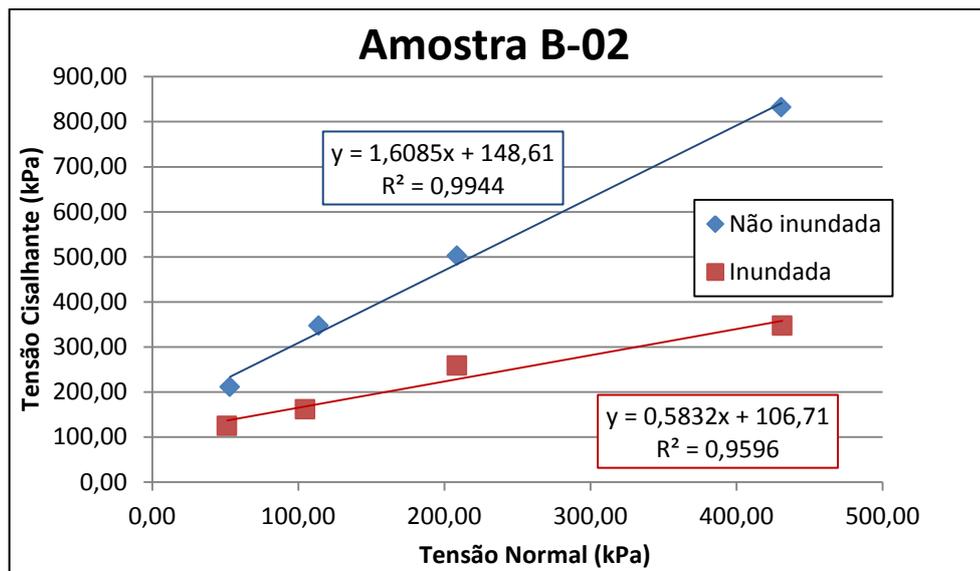


Figura 4.10. Comparativo entre envoltórias de resistência natural e após inundação, amostra B-02.

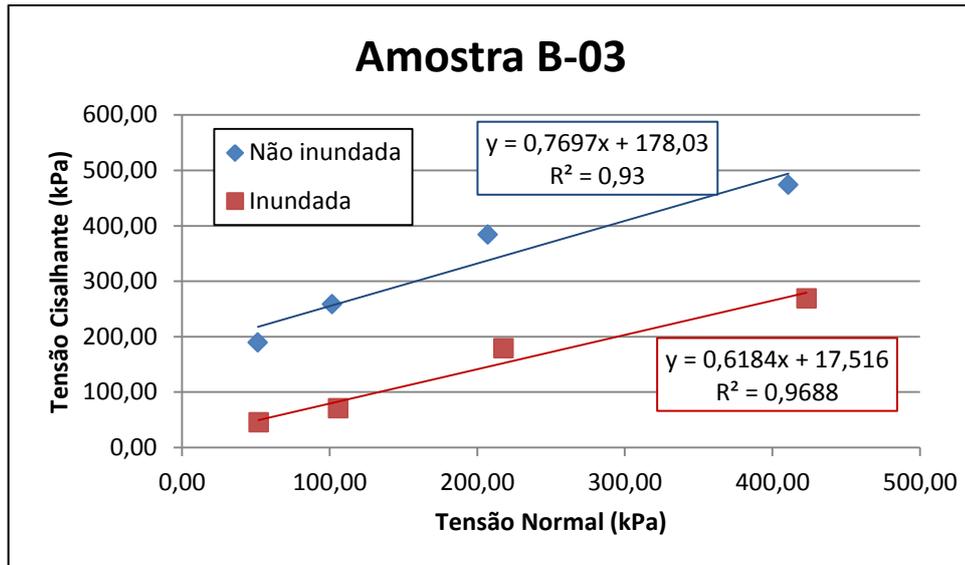


Figura 4.11. Comparativo entre envoltórias de resistência natural e após inundação, amostra B-03.

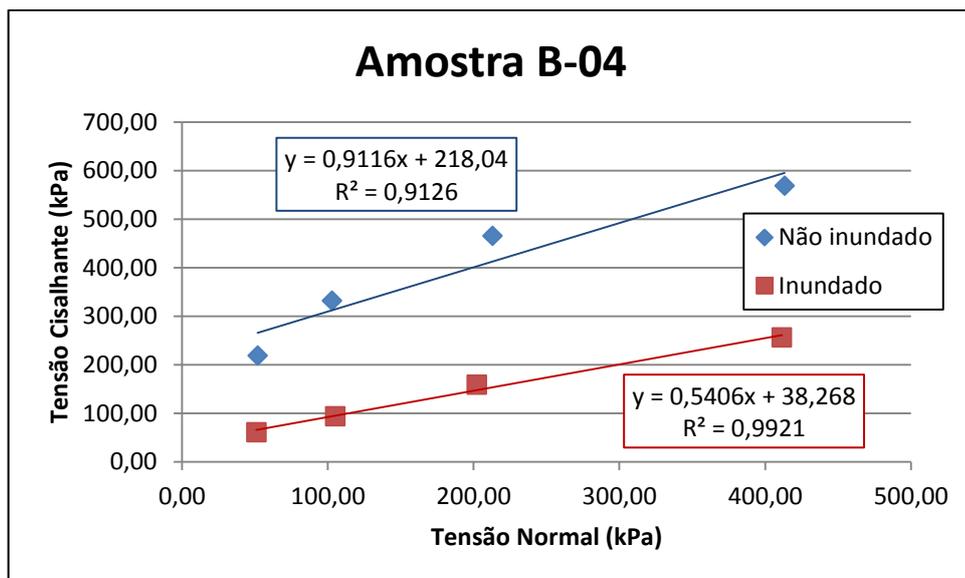


Figura 4.12. Comparativo entre envoltórias de resistência natural e após inundação, amostra B-04.

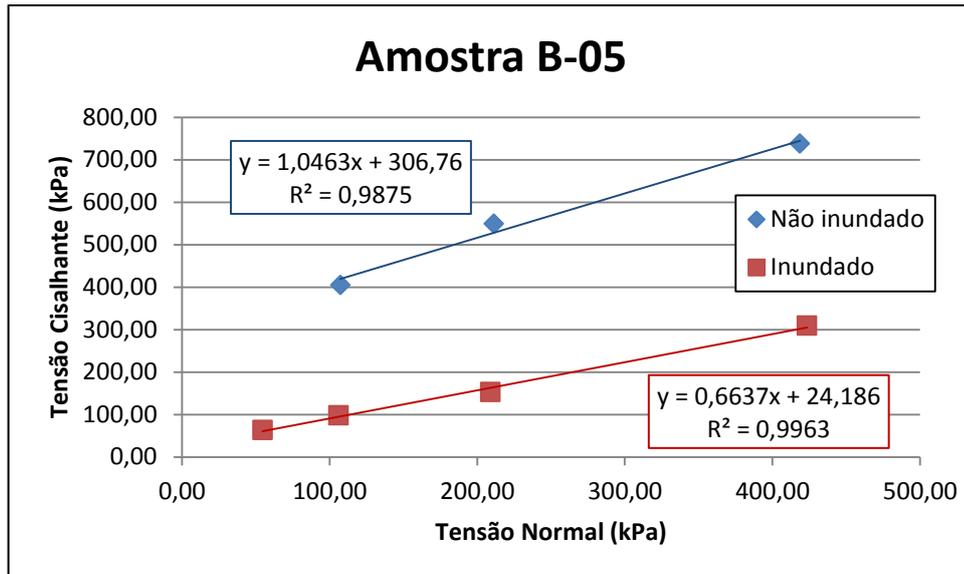


Figura 4.13. Comparativo entre envoltórias de resistência natural e após inundação, amostra B-05.

Por fim, assim como descrito por Santos Jr. et al. (2015), é possível identificar dois tipos de comportamento como resposta a solicitações no ensaio de cisalhamento direto. O primeiro, denominado de TIPO A, é semelhante à condição de um solo sobreadensado, com um pico de resistência bem definido, que ocorre a pequenas deformações (inferiores a 3%), seguido de amolecimento até a resistência residual. O segundo, denominado TIPO B, consiste no aumento progressivo da tensão cisalhante até o valor de ruptura, permanecendo constante a partir daí. O valor máximo de resistência ocorre para deslocamentos superiores a 4%, de forma semelhante ao comportamento de solos normalmente adensados. Em termos de deformações volumétricas, o comportamento TIPO A está associado à compressão seguida de expansão, enquanto que no TIPO B, o comportamento é essencialmente compressivo. A Figura 4.14 mostra uma representação esquemática dessa classificação, e a Tabela 4.6 apresenta de forma qualitativa o comportamento dos solos em que foram realizados ensaios, dividido por estágio de carregamento, área de coleta e número da amostra.

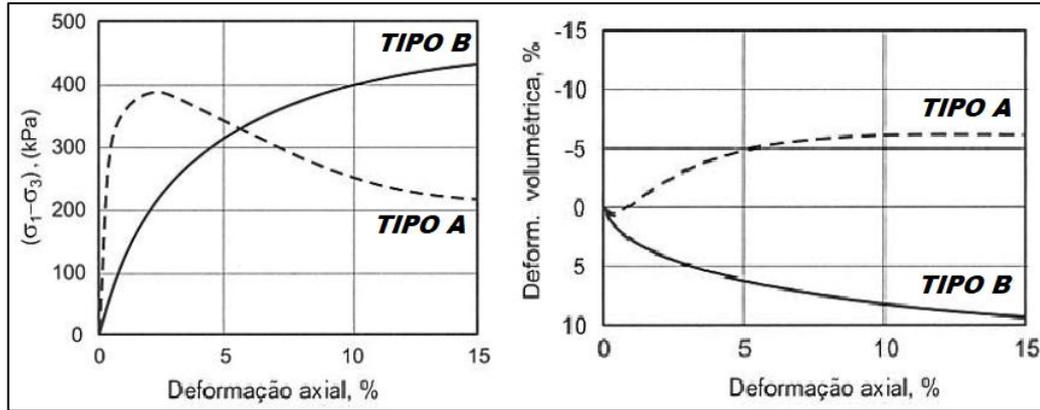


Figura 4.14. Esquema de comportamento das amostras Tipo A e Tipo B. (Fonte: Adaptado de Pinto, 2010).

Tabela 4.6. Comportamento qualitativo dos solos analisados.

Local de Coleta	Amostra	Tensão Normal (kPa)	Tipo de Comportamento	
			Natural	Inundada
Área 01	A-01	50	A	B
		100	B	B
		200	B	B
		400	B	B
	A-02	50	A	B
		100	A	B
		200	B	B
		400	B	B
	A-03	50	A	B
		100	A	B
		200	A	B
		400	A	B
	A-04	50	A	B
		100	A	B
		200	A	A
		400	A	B
	A-05	50	A	B
		100	B	B
		200	B	B
		400	B	B
Área 02	B-01	50	A	A
		100	A	B
		200	A	B
		400	A	B
	B-02	50	A	A
		100	A	A
		200	A	B
		400	A	B

Área 02	B-03	50	A	A
		100	A	B
		200	A	B
		400	A	B
	B-04	50	A	A
		100	A	A
		200	A	B
		400	A	B
	B-05	50	A	B
		100	A	B
		200	A	B
		400	A	B

Observa-se, pela tabela, que tanto para as amostras coletadas na área 01 como para as da área 02 o comportamento depende da condição da amostra ensaiada. De maneira geral, para as amostras da área 02 ensaiadas no teor de umidade natural, foi observada a ocorrência do comportamento Tipo A sob todos os níveis de tensão normal, enquanto que as amostras inundadas apresentam esse comportamento somente para baixos níveis de tensão atuante. Analogamente, as amostras coletadas na área 01 apresentam basicamente somente o comportamento Tipo B quando analisadas na condição inundada, enquanto que na condição natural elas apresentaram o comportamento Tipo A, especialmente quando solicitadas em baixos níveis de tensão (50 a 100 kPa). Essas observações permitem concluir, assim como fez Santos Jr. et al (2015), que o efeito da sucção torna o material mais rígido durante a execução do ensaio.

4.3. Ensaio de Compressibilidade

Os ensaios edométricos, como demonstrado na Tabela 3.3, foram realizados com o solo na umidade natural, em 04 amostras indeformadas retiradas da área 02 de análise (nomeadas C-01 até C-04), além de duas amostras retiradas do mesmo local, compactadas no teor de umidade ótimo e massa específica seca máxima (nomeadas D-01 e D-02), e em 03 amostras indeformadas retiradas da Área 01 (A-01, A-02 e A-04). O ensaio foi iniciado com o teor de umidade natural das amostras, seguido de inundação da amostra após atingir 100 kPa de tensão confinante.

As amostras provenientes de blocos indeformados apresentaram valores de índice de vazios iniciais variando de 0,375 a 0,560, que apesar de baixos, são condizentes com os valores apresentados por Severo et al. (2006) para solos provenientes da Formação Barreiras na região do litoral sul do RN (0,40 – 0,75). Em comparação com os estudos de Marques et al. (2006), os valores obtidos de índice de vazios se aproximam dos valores observados para solos provenientes da Formação Barreiras em grandes profundidades (além de 8,00m), de 0,3 a 0,7. Esses valores se mostraram condizentes, uma vez que a região de coleta do material era originalmente abaixo do nível da superfície, sendo exposta agora devido à ocorrência de obras na região. Da Figura 4.15 até Figura 4.26 tem-se as curvas de adensamento em função da variação de índice de vazios e da deformação vertical específica observada para as amostras indeformadas (C-01 até C-04) e amostras compactadas (D-01 e D-02) obtidas na área 02, e as Figura 4.27 até Figura 4.32 apresentam as curvas referentes às amostras obtidas na área 01 (A-01, A-02 e A-04).

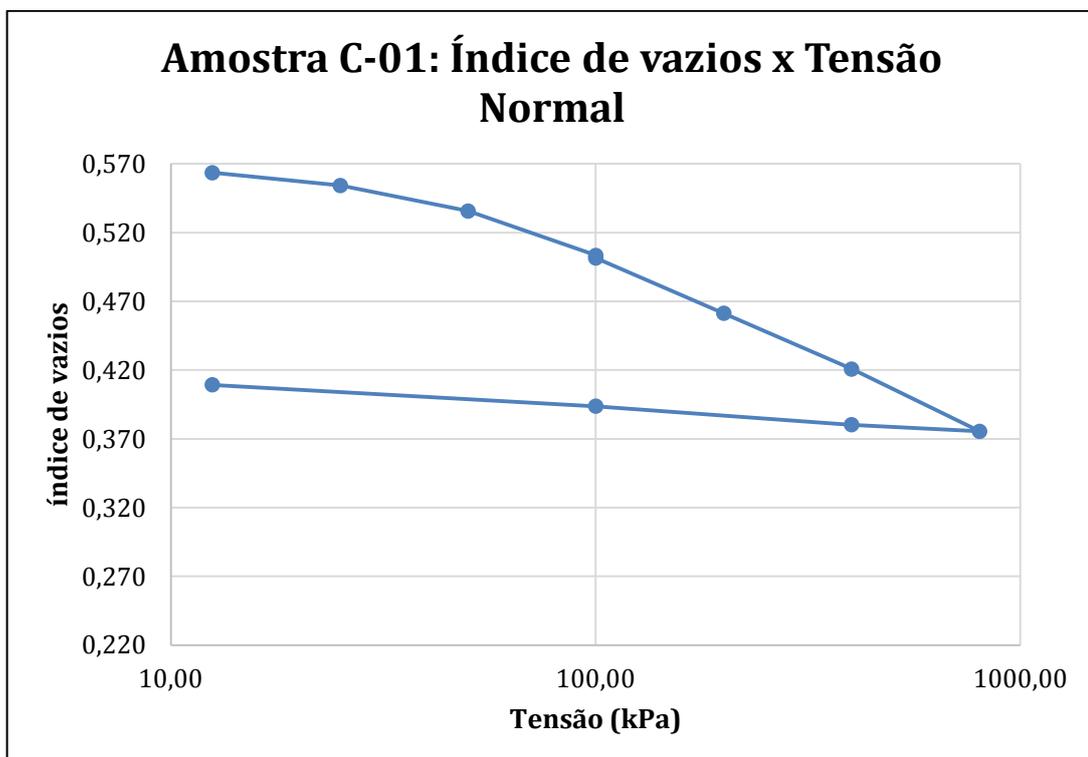


Figura 4.15. Variação de índice de vazios, amostra C-01.

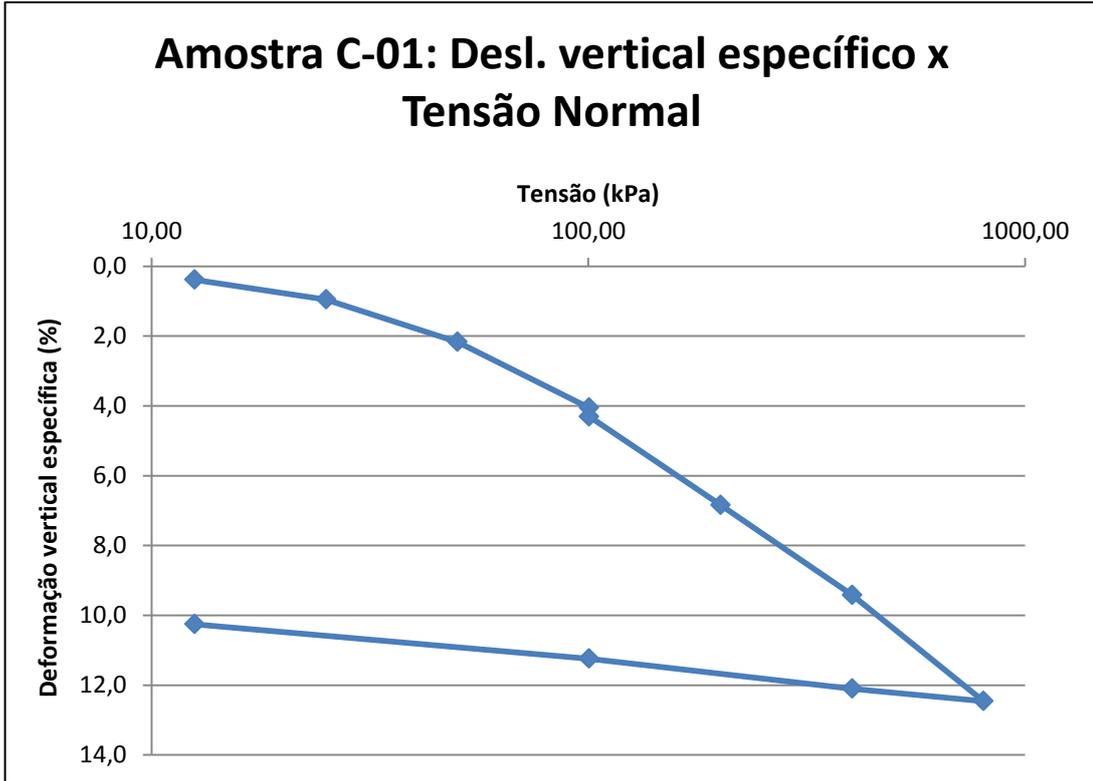


Figura 4.16. Deformação vertical específica, amostra C-01.

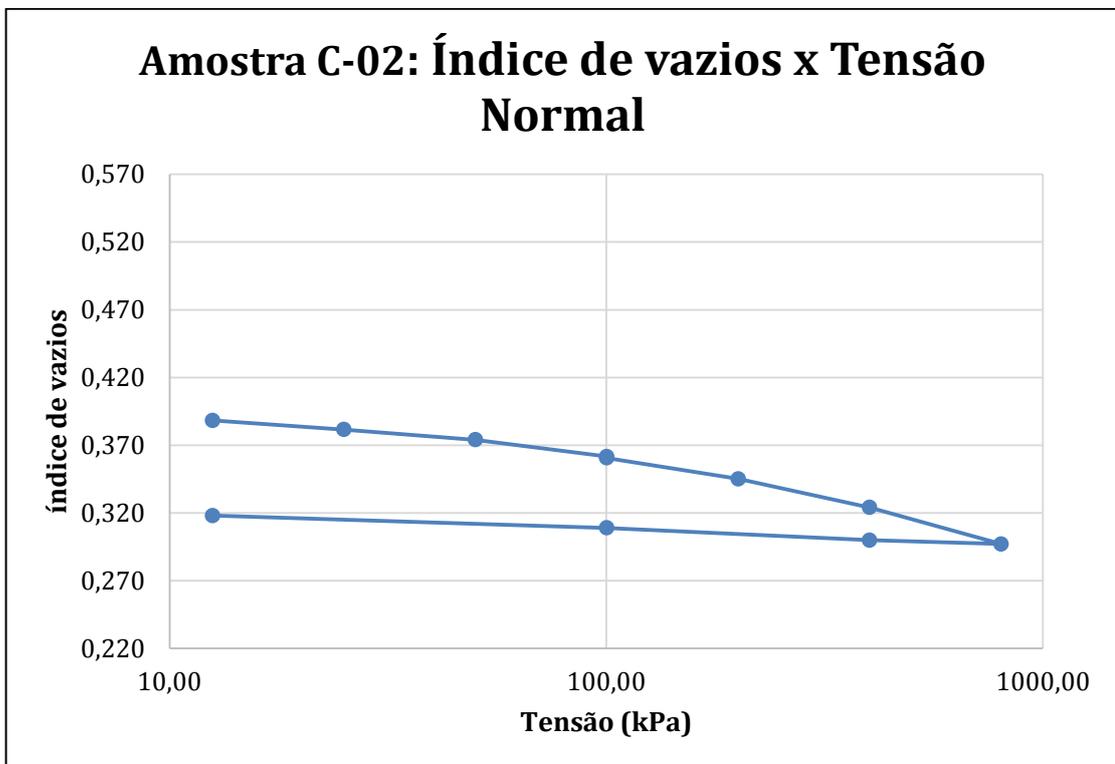


Figura 4.17. Variação de índice de vazios, amostra C-02.

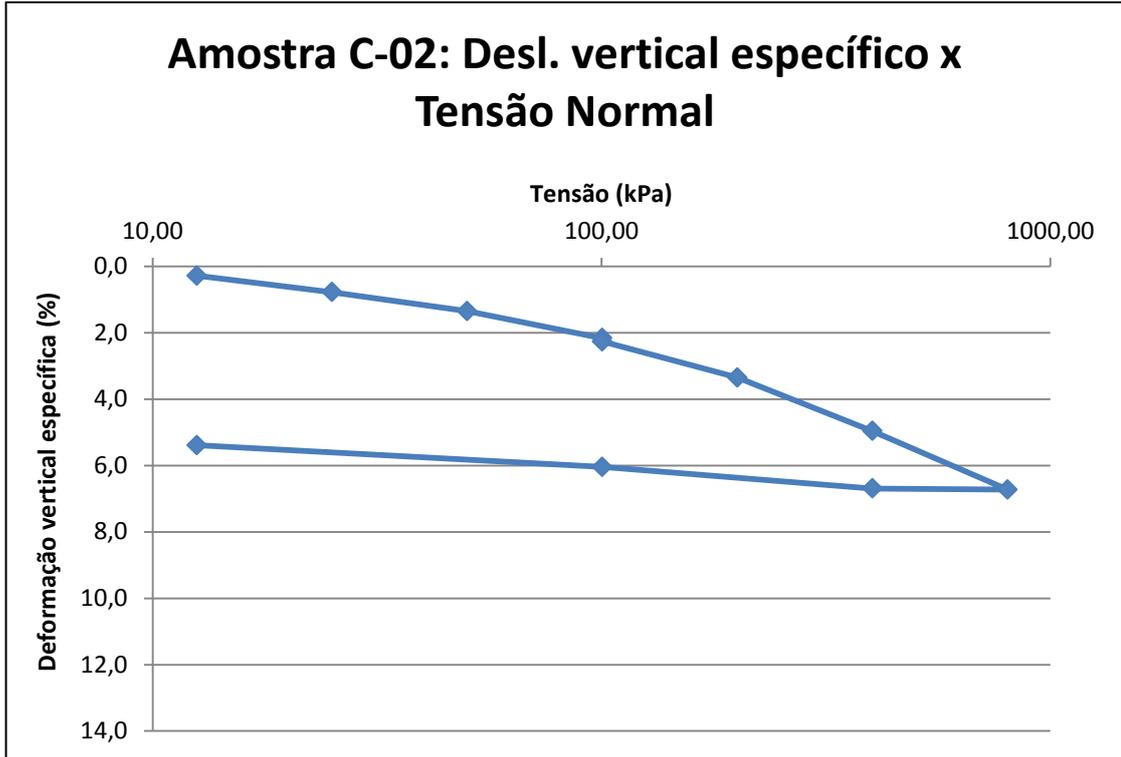


Figura 4.18. Deformação vertical específica, amostra C-02.

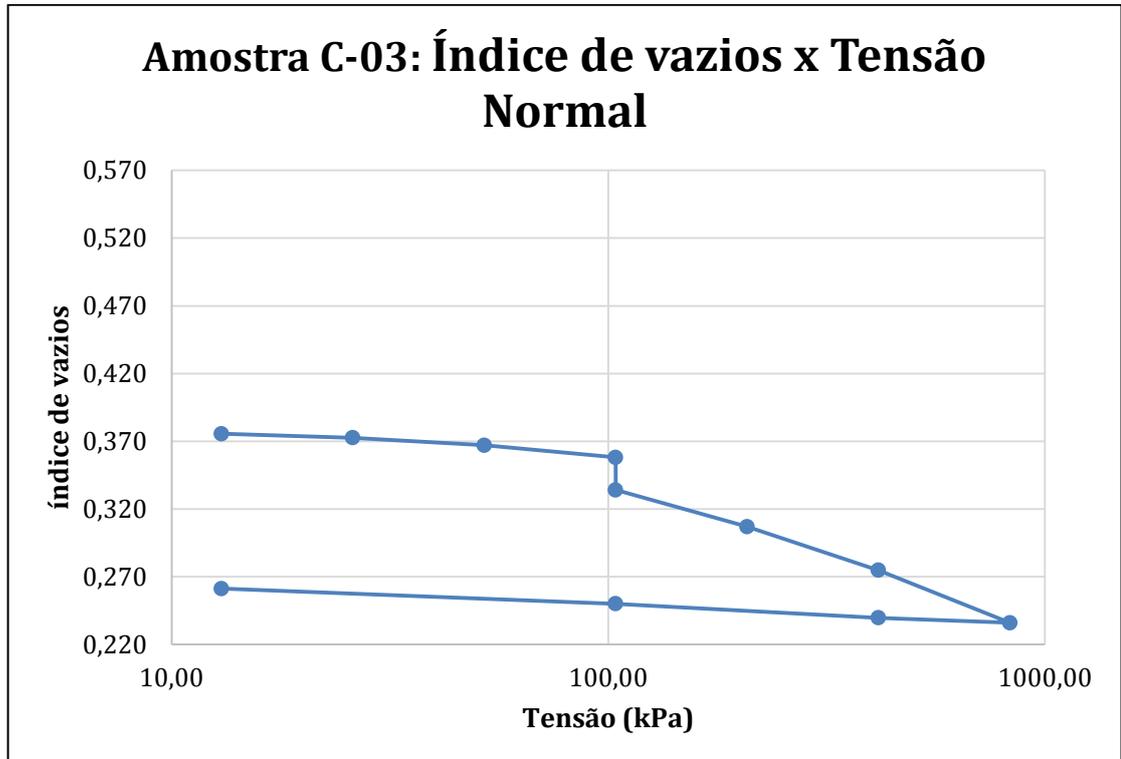


Figura 4.19. Variação de índice de vazios, amostra C-03.

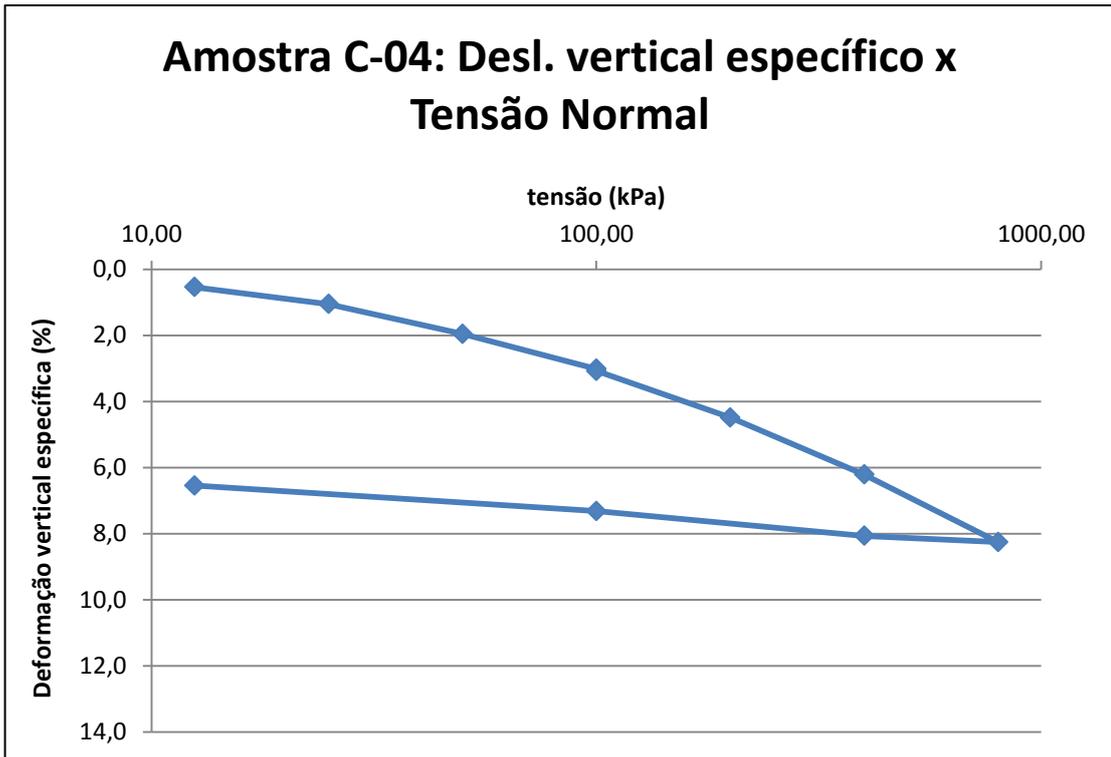


Figura 4.22. Deformação vertical específica, amostra C-04.

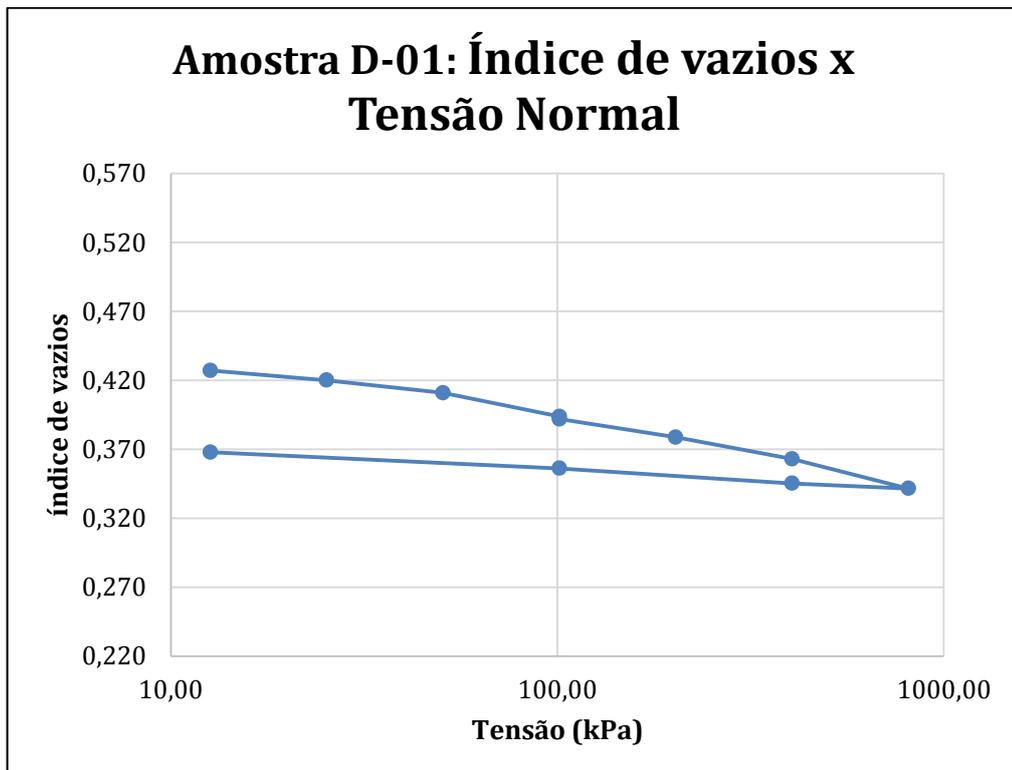


Figura 4.23. Variação de índice de vazios, amostra D-01.

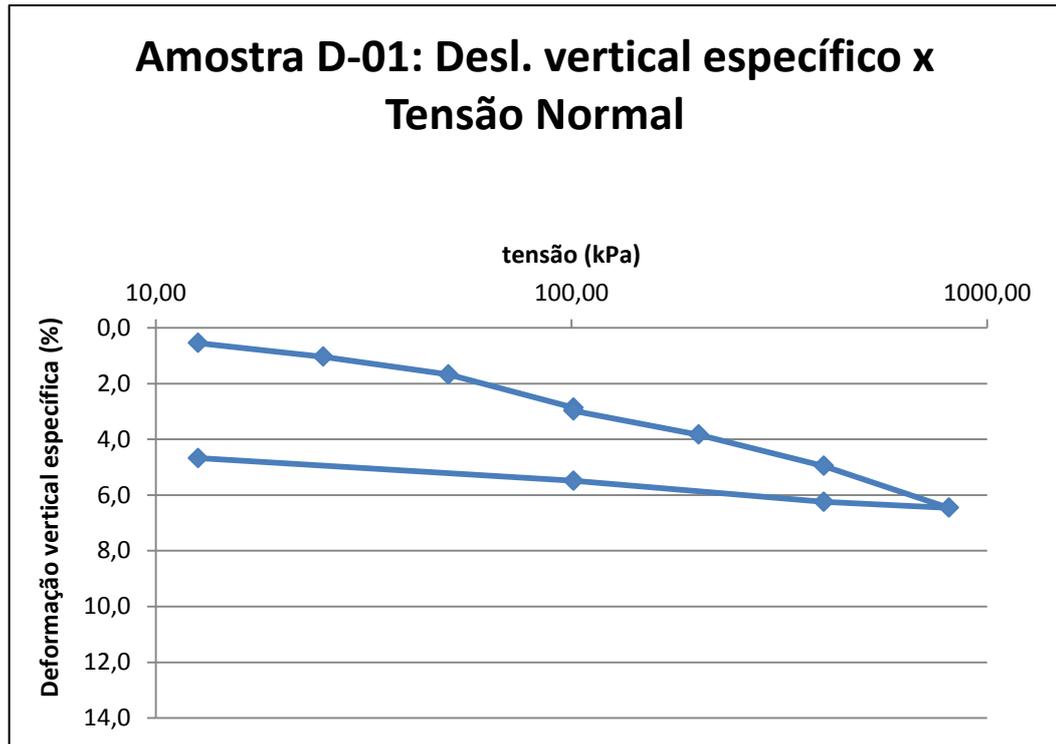


Figura 4.24. Deformação vertical específica, amostra D-01.

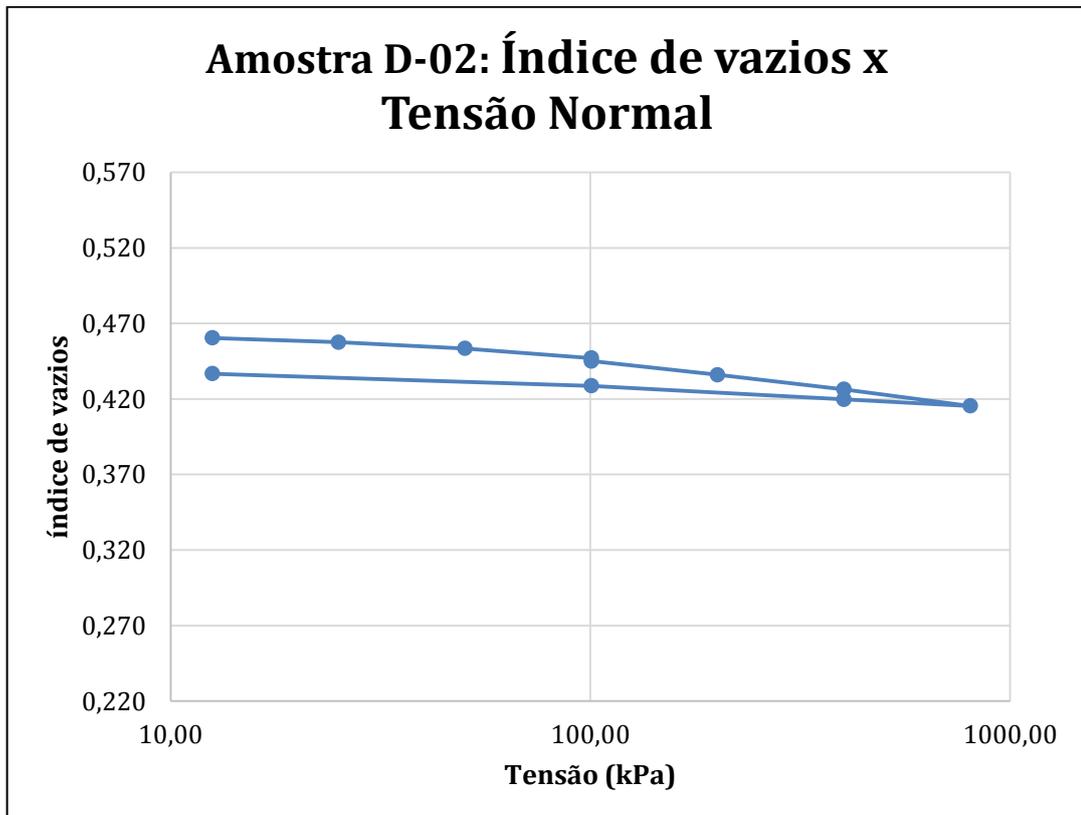


Figura 4.25. Variação de índice de vazios, amostra D-02.

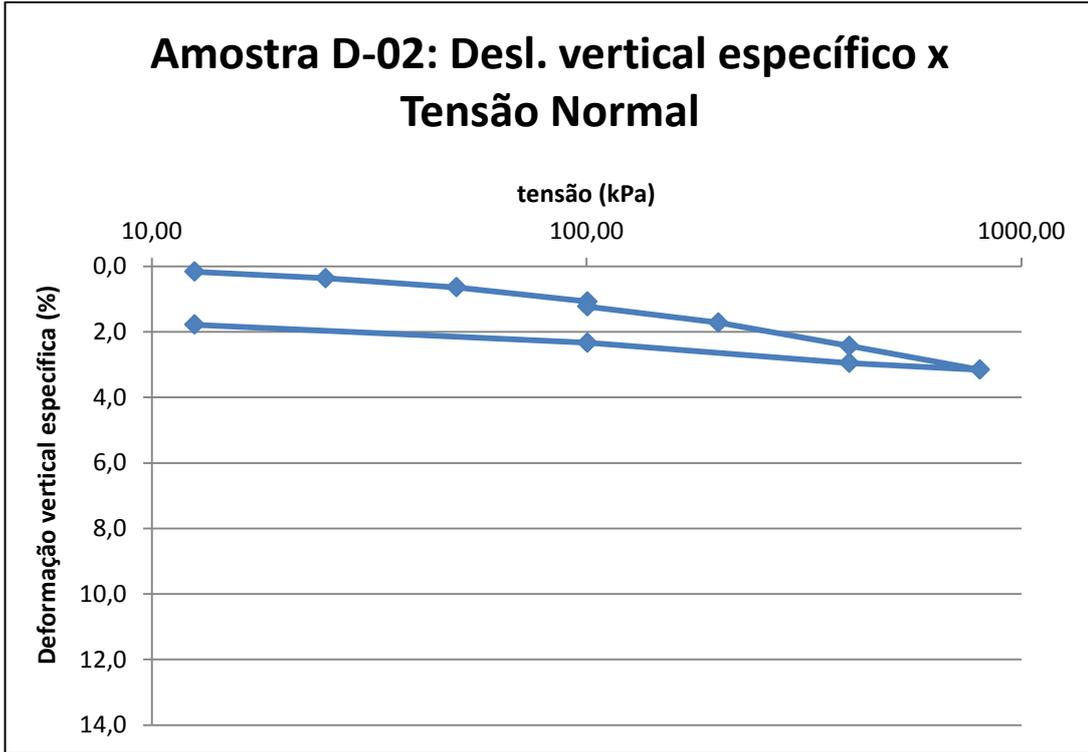


Figura 4.26. Deformação vertical específica, amostra D-02.

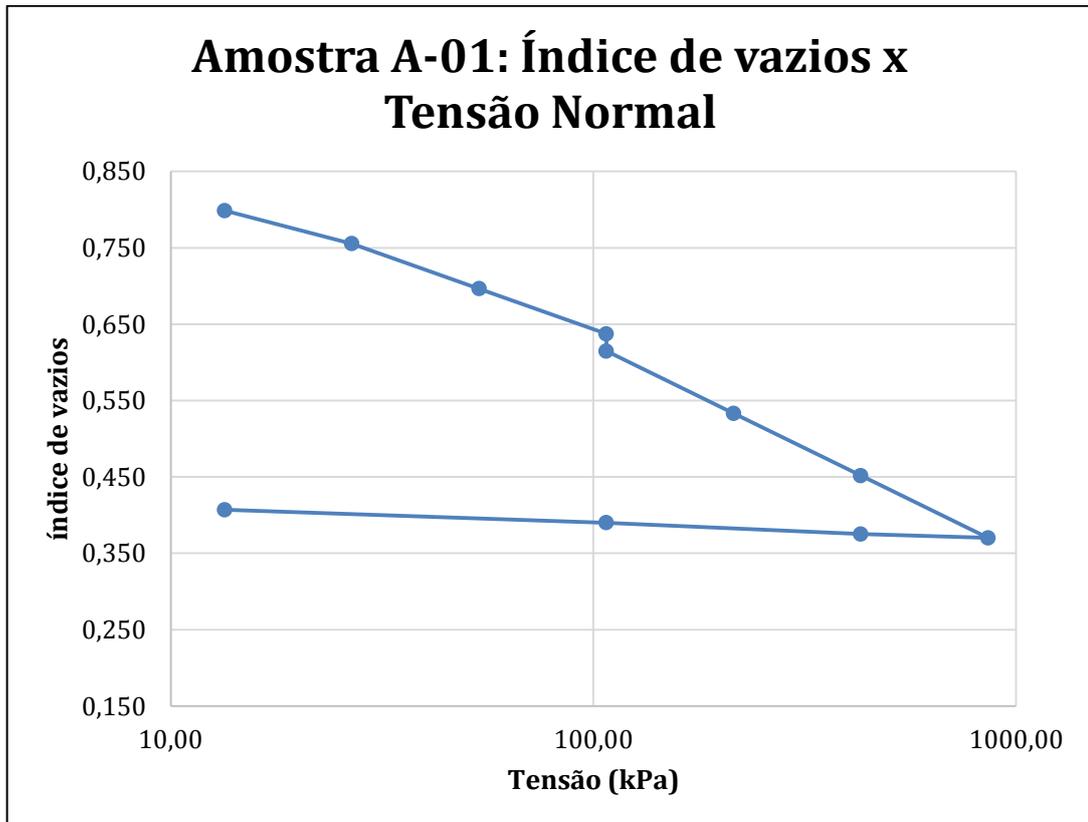


Figura 4.27. Variação de índice de vazios, amostra A-01.

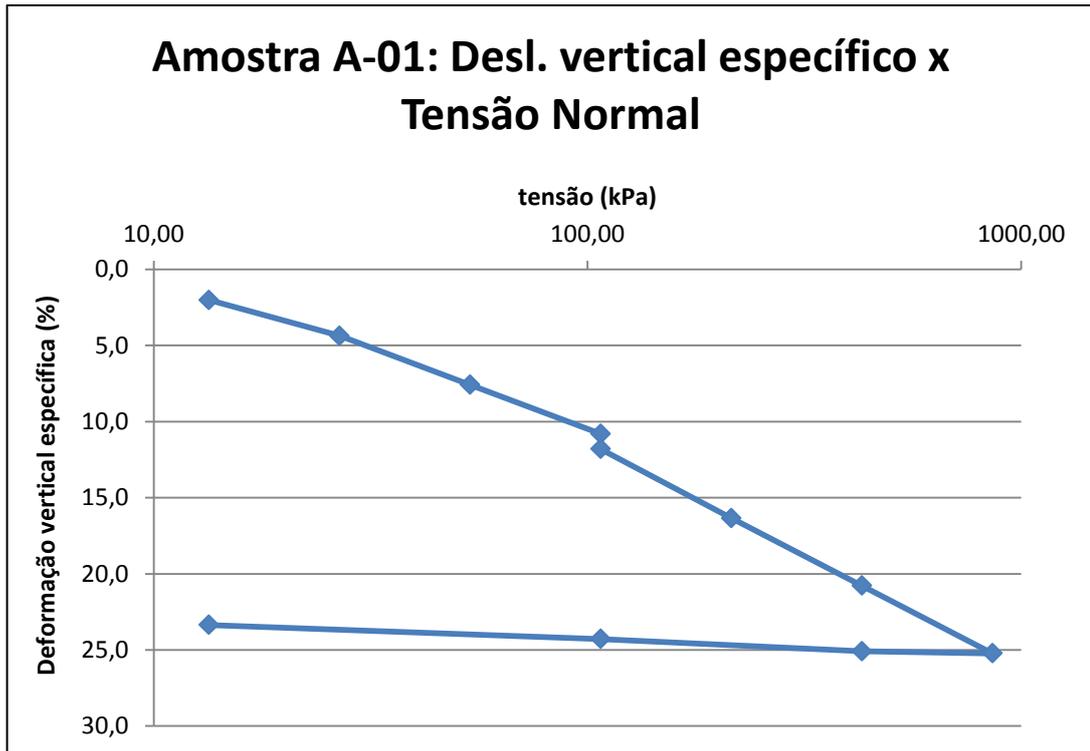


Figura 4.28. Deformação vertical específica, amostra A-01.

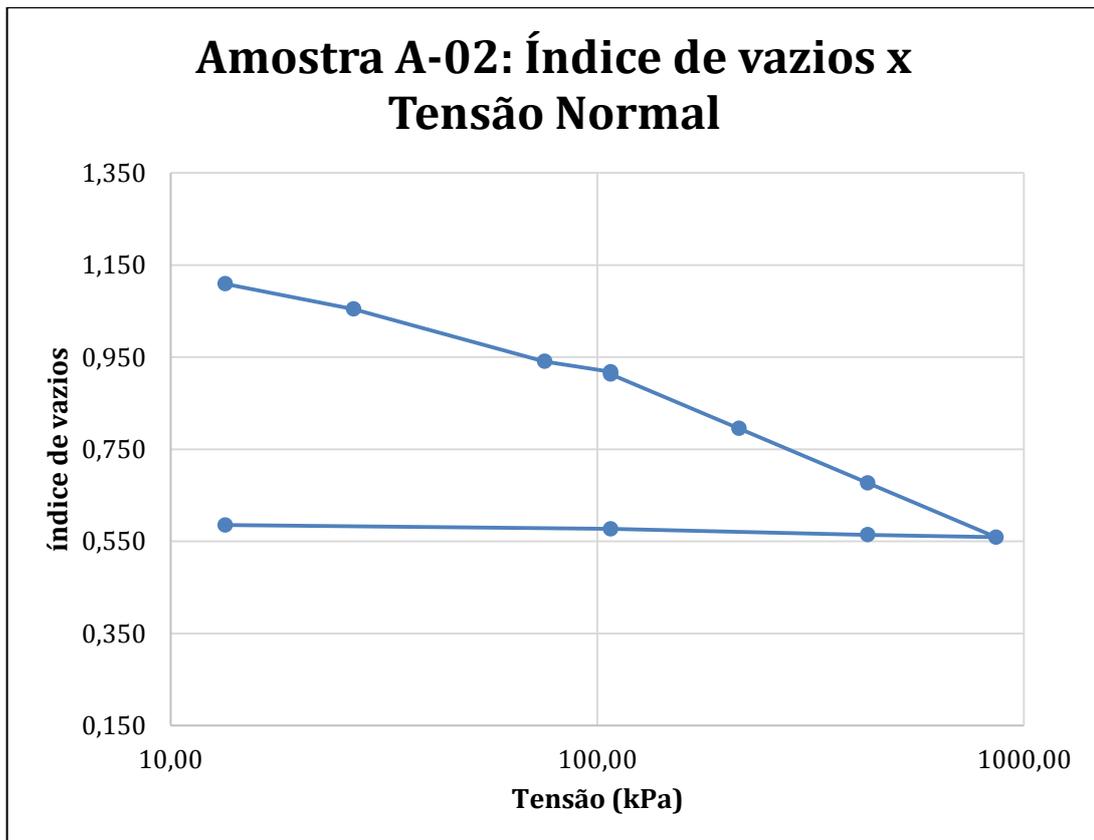


Figura 4.29. Variação de índice de vazios, amostra A-02.

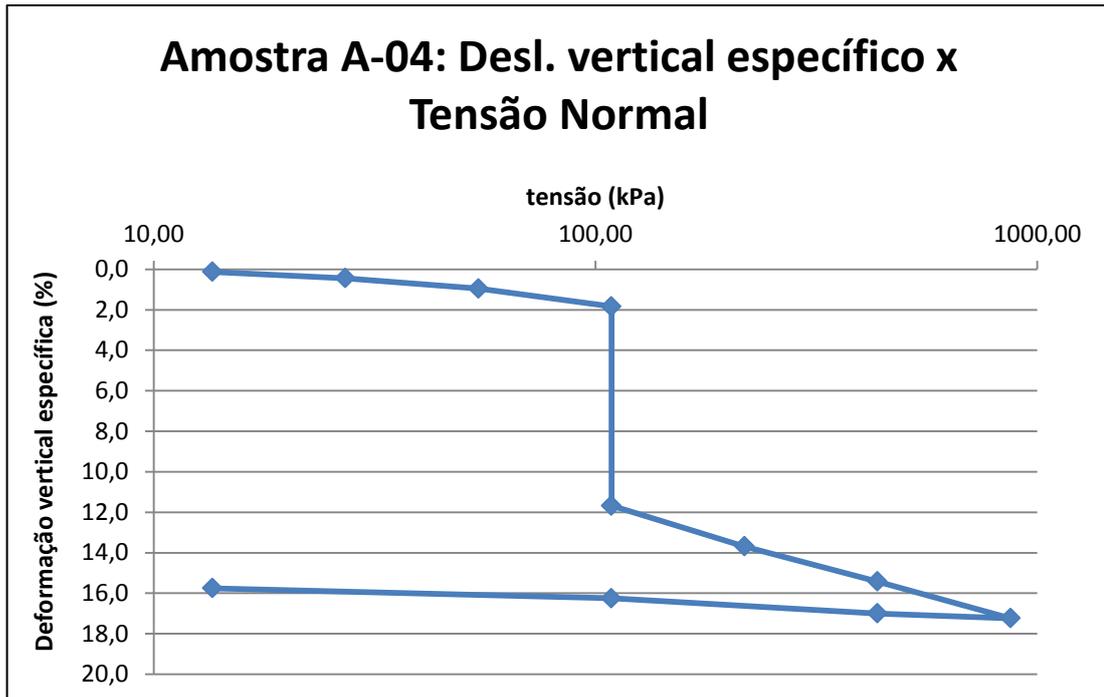


Figura 4.32. Deformação vertical específica, amostra A-04.

Analisando as curvas, observa-se que as amostras A-01, C-03 e D-02 apresentaram um princípio de comportamento colapsível, com deformação (1,0%, 1,8% e 0,15%, respectivamente) após inundação da amostra em 100 kPa, apesar de não atingirem o valor proposto por Vargas (1978), de deformações superiores a 2% como indicação de comportamento de solo colapsível. A amostra A-04, no entanto, apresentou comportamento completamente colapsível após inundação, chegando a 9,8% de deformação vertical. Para as amostras compactadas D-01 e D-02, apesar do índice de vazios inicial ser aproximadamente o mesmo das amostras indeformadas, tem-se uma deformação menor das amostras, com valores indo de 3 a 6% de deformação vertical específica, enquanto que as amostras indeformadas apresentaram valores de 6,5 a 12%. Isso possivelmente se deve a alteração da estrutura da amostra pela compactação, mantendo o mesmo volume total de vazios, com outra disposição entre partículas, garantindo maior rigidez ao material.

A Tabela 4.7 apresenta os parâmetros de compressibilidade obtidos. As curvas obtidas apresentaram valores de índice de recompressão variando de 0,012 a 0,020, inferiores aos obtidos por Marques et al (2006), de 0,02 e 0,03, sendo comportamento típico de solos intemperizados, que não apresentam recuperação das deformações sofridas, correspondente a mudanças nas suas características estruturais, pela quebra das ligações entre partículas. Quanto ao índice de

compressão, os valores obtidos em ensaio variam de 0,070 a 0,392 para as amostras indeformadas (Grupo C e A), próximos aos apresentados por Marques et al (2006) de 0,24 a 0,33 para amostras mais profundas. As amostras compactadas apresentaram valores mais baixos tanto de índice de compressão como de recompressão.

Tabela 4.7. Parâmetros de Compressibilidade.

Amostra	Índice de Compressão (Cc)	Índice de Recompressão (Cr)
C-01	0,140	0,019
C-02	0,070	0,012
C-03	0,109	0,014
C-04	0,081	0,014
D-01	0,056	0,015
D-02	0,033	0,012
A-01	0,271	0,020
A-02	0,392	0,015
A-04	0,111	0,016

CAPÍTULO 5. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

Neste trabalho foi feita a caracterização geotécnica, e obtenção dos parâmetros de resistência e compressibilidade de solos da Formação Barreiras localizados na região de Natal/RN.

Foram realizados cerca de 59 ensaios de caracterização geotécnica, de resistência mecânica e de compressibilidade, em condições inundada e não-inundada, natural e compactada do material. A partir dos ensaios realizados, pode-se concluir que:

5.1. Conclusões

5.1.1. Quanto à Caracterização do Material

- Analogamente ao observado em materiais de outras regiões do litoral nordestino, como Pernambuco e Paraíba, os solos apresentam parcela granulométrica predominante como areia (acima de 50%), em geral média, com uma parcela de argila acima de 10%;

- A classificação do material segundo o SUCS é de SC ou SM (areia argilosa ou areia siltosa), enquanto que pelo Sistema Rodoviário a classificação geral se resume a classe A2, o que significa que se tratam de areias em que os finos presentes constituem a característica secundária;
- Os valores de LL variaram de 19% a 32%, enquanto os de LP foram de 13% a 16%, compatíveis com valores observados e listados por Severo (2011);
- O gráfico de plasticidade aponta que as amostras apresentam baixa à média plasticidade, com valores indo de 4 a 9%, salvo pelas amostras B-01 e B-03, com valores de 20 e 17% respectivamente, que também se tratam das amostras analisadas que apresentaram maior percentual de argila nas suas composições, com 32,40% e 30,94%;

5.1.2. Quanto aos Parâmetros de Resistência

- Foi observado através da inspeção dos blocos coletados na área 02 que dentro de uma mesma área ainda se obtém uma heterogeneidade de amostras entre blocos, e dentro do mesmo material, com alguns dos blocos coletados apresentando diferentes características à medida que se aprofundava na sua talhagem;
- A análise das envoltórias de resistência aponta para redução considerável do intercepto de coesão obtido uma vez que a amostra passa por saturação, saindo de valores de 206,25 kPa até zero, como observado na amostra A-03. No entanto, amostras como as obtidas da área 02 mostram que mesmo após a saturação, o solo apresenta parcela de coesão real, com valores variando entre 17 e 38k kPa;
- O ângulo de atrito das amostras também sofre variação após a saturação das amostras, saindo de valores da ordem de 38° em média para valores de 27° a 32°. As maiores variação entre valores de ângulo de atrito, no entanto, ocorrem nas amostras que apresentaram maior heterogeneidade, como as coletadas na área 02;
- É possível identificar três tipos de comportamento como resposta a solicitações no ensaio de cisalhamento direto, classificados em Tipo A, Tipo B, e Tipo C, em termos de deformações volumétricas. Observa-se que para as amostras ensaiadas o comportamento depende da condição da amostra ensaiada, se natural ou inundada, e nível de carregamento;

- De maneira geral, para as amostras ensaiadas no teor de umidade natural, tem-se a ocorrência do comportamento Tipo A sob todos os níveis de tensão normal, enquanto que as amostras inundadas apresentam esse comportamento somente para baixos níveis de tensão atuante. (50 a 100 kPa);

5.1.3. Quanto aos Parâmetros de Compressibilidade

- As amostras provenientes de blocos indeformados apresentaram valores de índice de vazios iniciais variando de 0,375 a 0,560;

- Em comparação com os estudos de Marques et al. (2006), os valores obtidos de índice de vazios se aproximam dos valores observados para solos provenientes de formação Barreiras em grandes profundidades (além de 8,00m), o que pode ser explicado pela ocorrência de obras e escavações na região de coleta, com retirada das camadas superficiais da região;

- Analisando as curvas de adensamento, tem-se que as amostras A-01, C-03 e D-02 apresentaram um princípio de comportamento colapsível, com deformação (1,0%, 1,8% e 0,15%, respectivamente) após inundação da amostra em 100 kPa, apesar de não serem classificados como tal. A amostra A-04, no entanto, apresentou comportamento colapsível nas mesmas circunstâncias, atingindo 9,8% de deformação após inundação;

- As curvas de adensamento obtidas apresentaram valores de índice de recompressão variando de 0,014 a 0,020;

- O índice de compressão apresentou valores em ensaio variando de 0,070 a 0,392 para as amostras indeformadas, superiores aos observados para as amostras compactadas (0,033 e 0,056);

- Para as amostras compactadas, apesar do índice de vazios inicial aproximadamente igual ao das amostras indeformadas, tem-se uma deformação específica menor destas amostras, com valores indo de 3 a 6% de deformação vertical específica, enquanto que as amostras indeformadas apresentaram valores de 6,5 a 12%;

5.2. Recomendações

- Realizar ensaios de compressão triaxial com outros níveis de carregamento, de modo a corroborar os valores de parâmetro de resistência obtidos com cisalhamento direto, e observar possível ocorrência de envoltória com variação de inclinação;
- Realizar ensaios triaxiais tipo CU, de modo a ter maior controle da variável de pressão neutra;
- Realizar ensaios triaxiais com controle de sucção, de modo a estudar seu impacto na resistência total do material;
- Realizar ensaios em amostras amolgadas, na condição de umidade natural e saturada, de modo a avaliar completamente o efeito da estrutura e cimentação nos parâmetros de resistência do material;
- Caracterização química e mineralógica do material de modo a melhor caracterizar as amostras analisadas;

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT: **NBR 6457/1986: Amostras de Solo – Preparação para ensaio de compactação e ensaios de caracterização.** [S.l.]. 1986.
- ____ **NBR 6459/1984: Solo – Determinação do limite de liquidez.** [S.l.]. 1984.
- ____ **NBR 6502/95: Rochas e solos.** [S.l.]. 1995.
- ____ **NBR 6508/1984: Grãos de solos que passam na peneira de 4,8 mm - Determinação da massa específica.** [S.l.]. 1984.
- ____ **NBR 7180/1984: Solo - Determinação do limite de plasticidade.** [S.l.]. 1984.
- ____ **NBR 12023/1992: Solo-cimento: ensaio de compactação.** [S.l.]. 1992.
- ALHEIROS, M.M.; LIMA FILHO, M.F.: **A Formação Barreiras. Revisão geológica da Faixa Sedimentar Costeira de Pernambuco, Paraíba e Rio Grande do Norte.** Estudos Geológicos (Série B Estudos e Pesquisas), v. 10, pp. 77-88. 1991.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. D3080: **standard test method for direct shear test of soils under consolidated drained conditions.** Pensilvânia, Estados Unidos: ASTM, 1998.
- ARAI, M.: **A grande elevação eustática do Mioceno e sua influência na origem do Grupo Barreiras.** Geologia USP: Série Científica, v. 6, n. 2, p. 1-6, 2006.
- ATKINSON, J. H.; BRANSBY, P. L.: **The mechanics of soils, an introduction to critical state soil mechanics.** McGraw-Hill Book Company, England, United Kingdom, 292p. 1982.
- BARBOSA, N. M.: **Estabilidade das falésias da Barreira do Inferno – RN.** Dissertação apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Norte- UFRN, Natal, 131 p., 2017.
- BARRETO, A. M. F.; SUGUIO, K.; BEZERRA, F. H. R.; TATUMI, S. H.; YEE, M.; GIANNINI, P. C. F.: **Geologia e Geomorfologia do Quaternário Costeiro do Estado do Rio Grande do Norte.** Revista do Instituto de Geociências – USP. Geol. USP Sér. Cient., São Paulo, v. 4, n. 2, p. 1 – 12, 2004.
- BARZEGAR, A. R.; OADES, J. M.; RENGASAMY, P. & MURRAY, R.S.: **Tensile strength of dry remoulded clays as affected by the clay fraction.** Geoderma (65), pp. 93 - 108, 1995.
- BEZERRA, F. H. R.; AMARO, V. E.; VITA-FINZE, C.; SAADI, A.: **Pliocene-Quaternary Fault Control Sedimentation and Coastal Plain Morphology in NE Brazil.** Journal of South American Earth Science, 14, pp. 61-75. 2001.
- CLOUGH, G. W.; SITAR, N.; BACHUS, R. C.; SHAFII RAD, N.: **Cemented Sands Under Static Loading.** ASCE, Journal of Geotechnical Engineering, vol. 107, No. 6, 799-817, 1981.

COUTINHO, R. Q.; SEVERO, R. N.: **Investigação Geotécnica para projeto de estabilidade de encostas**. 5ª Conferência Brasileira de estabilidade de encostas, COBRAE, São Paulo, p. 55, 2009.

CUCCOVILLO, T.; COOP, M. R.: **On the Mechanics of Structured Sands**. Géotechnique, London, v. 49, n. 6, p.741-760. 1999.

CRUZ P.T.; MAIOLINO, A.: **Peculiarities of geotechnical behavior of tropical lateritic and saprolitic soils. Peculiarities of Geotechnical Behaviour of Tropical. Lateritic and Saprolitic Soils. Progress Report**. ABMS. Committee on Tropical Soils of the ISSMFE, p. 14. 1982-1985.

DANA, J. D.: **Manual de mineralogia**. LTC, Rio de Janeiro, 1978.

DAS, B. M.: **Fundamentos de engenharia geotécnica**. 7. Ed., CENCAGE, São Paulo, 2012.

DAS, B. M.; DASS, R. N.: **Lightly cemented sand in tension and compression**. Geotechnical and geological Engineering, 13, p. 169-177, 1995.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES (DNIT): **Manual de pavimentação**. 3ª ed. Rio de Janeiro: [s.n.], 2006.

DIEDERICHS, M. S.; KAISER, P. K.: **Tensile strength and abutment relaxation as failure control mechanisms in underground excavations**. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences. V. 36(1), p. 69-96, 1999..

FOOKES, P. G.: **Tropical Residual Soils**. The Quarterly Journal of Engineering Geology, Volume 23, p. 1–101. 1997.

FONTOURA, T. B.: **Comportamento Tensão-Deformação e Resistência ao Cisalhamento de uma Areia de Duna Cimentada Artificialmente**. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, 2015.

HAIMSON, B. C.; CORNET, F. H.: **Suggested methods for rock stress estimation – Part 3: hydraulic fracturing (HF) and/or hydraulic testing of pre-existing fractures (HTPF)**. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, ed. 40, p. 1011 – 1020. 2003.

HEAD, K.H.: **Manual of Soil Laboratory Testing**. London: Pentech Press. v.2. 1985..

LAMBE, T. W.; WHITMAN, R. V.: **Soil mechanics, SI version**. John Wiley & Sons. 1979.

LEE, I. K; COOP, M. R.: **The Intrinsic Behavior of a Decomposed Granite Soil**. Géotechnique, vol 45, No 1, 117-130, 1995.

LEROUÉIL, S.; VAUGHAN, P. R. **The General and Congruent Effects of Structure in Natural Soils and Weak Rocks**. Géotechnique, vol. 40, No. 3, pp. 467-488, 1990.

MARQUES, R. F.; COUTINHO, R. Q.; MARQUES, A. G.: **Caracterização geotécnica de um perfil de solo não saturado da formação barreiras da cidade de Maceio-AL**. Anais do Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica,13, Curitiba, COBRAMSEG, v. 1, 2006.

MOHRIAK, W.U.: **Bacias Sedimentares da Margem Continental Brasileira**. Geologia, Tectônica e Recursos Minerais do Brasil, Editores: L.A. Bizzi; C. Shobbenhaus; R.M. Vidotti e J.H. Gonçalves. Serviço Geológico do Brasil, pp. 87-168. 2003.

NOGAMI, J. S., VILLIBOR, D. F.: **Uma Nova Classificação de Solos para Finalidades Rodoviárias**. Anais do Simpósio Brasileiro de Solos Tropicais em Engenharia. Separata. Rio de Janeiro, RJ. 1981.

ORTIGÃO, J. A. R.: **Introdução à mecânica dos solos dos estados críticos**, 3ª ed. LTC, Rio de Janeiro. 391 p. 2007.

PERRAS, M. A.; DIEDERICHS, M. S.: **A review of the tensile strength of rock: Concepts and testing**. Geotechnical and Geological Engineering, ed. 32, p. 525 – 546. 2014.

PRIETTO, P. D. M.: **Resistência e Dilatância de Solos Cimentados: Uma abordagem Teórico-Experimental**. Tese (Doutorado). Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Escola de Engenharia. Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil. Porto Alegre. 2004.

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

ROTTA, G. V.: **Plastificação de Um Solo Cimentado Curado Sob Tensão**. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre. 2005.

SANTOS JR., O. F.; LACERDA, W. A.; EHRLICH, M.: **Escoamento plástico e comportamento tensão – deformação do solo residual da Encosta do Soberbo – Rio de Janeiro**. Solos e Rochas, vol 27, n. 3, p. 203-213, 2004a.

SANTOS JR., O. F.; SCUDELARI, A. C.; AMARAL, R. F.: **Geotechnical properties of tertiary sediments and failure mechanisms of a sea cliff in the state of Rio Grande do Norte, North east Brazil**. 6th International Symposium on Landslides, Rio de Janeiro, v. 1, p. 729-733, 2004b.

SANTOS JR. O. F., SEVERO, R. N.; FREITAS NETO, O., FRANÇA, F. A. N.: **Análise de estabilidade nas falésias entre Tibau do Sul e Pipa – RN**. IV Conferência Brasileira Sobre Estabilidade de Encostas, Anais da IV COBRAE, Salvador: Escola Potlítécnica, UFBA, v. 1. p. 487-496, 2005.

SANTOS JR., O. F.; SEVERO, R. N.; SCUDELARI, A. C.; AMARAL, R. F.: **Processo de Instabilização em Falésias: Estudo de um Caso no Nordeste do Brasil**. Revista Luso-Brasileira de Geotecnia, SPG, ABMS, ABGE, n. 114, p. 71-90, 2008.

SANTOS JR, O. F.; COUTINHO, R. Q.; SEVERO, R. N.: **Propriedades geotécnicas dos sedimentos da Formação Barreiras no litoral do Rio Grande do Norte – Brasil**. Revista Geotecnia n° 134, p. 87-108, julho, 2015.

SANTOS JR. O. F., COUTINHO, R. Q., SEVERO, R. N.: **Propriedades geotécnicas dos sedimentos da formação barreiras no litoral do Rio Grande do Norte - Brasil**. 6ª Conferência Brasileira Sobre Estabilidade de Encostas, COBRAE, Salvador, v. 1, p. 487-496, 2005.

SAXENA, S.K.; LASTRICO, R.M.: **Static properties of lightly-cemented sand.** Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 104, 1449--64. 1978.

SEVERO, R. F.: **Caracterização geotécnica da falésia da Ponta do Pirambu em Tibau do Sul – RN considerando a influência do comportamento dos solos nos estados indeformado e cimentado artificialmente.** Tese de Doutorado, Universidade Federal de Pernambuco, Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, 2011.

SEVERO, R. N.; SANTOS JR. O. F., FREITAS NETO, O.: **Propriedades geotécnicas dos sedimentos da formação barreiras no litoral do Rio Grande do Norte.** Anais do Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 13, Curitiba, COBRAMSEG, v. 1, p. 1, 2006.

TAQUEZ, D. E. D.: **Susceptibilidade à ocorrência de movimentos de massas e avaliação da estabilidade de falésias sob condição não saturada: estudo de caso no Centro de Lançamentos da Barreira do Inferno – Brasil.** Dissertação apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, da Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, 217 p., 2017.

VARGAS, M.: **Introdução à Mecânica dos Solos.** São Paulo: Mc Graw-Hill do Brasil, Universidade de São Paulo, São Paulo. 1978.

VIANA DA FONSECA, A. E COUTINHO, R.Q.: **Characterization of residual soils.** Geotechnical and Geophysical Site Characterization – Huang & Mayne (Eds), London, UK, p. 195-248. 2008.

ANEXO A – GRÁFICOS DE CISALHAMENTO DIRETO

