



**UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO
CENTRO DE TECNOLOGIA E GEOCIÊNCIAS
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

**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**

Ricardo Nascimento Flores Severo

Recife – PE

04 de agosto de 2011.

RICARDO NASCIMENTO FLORES SEVERO

**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 apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Pernambuco, como requisito parcial para obtenção do grau de Doutor em Engenharia Civil.

Orientador: Roberto Quental Coutinho, D.Sc.

Co-orientador: Olavo Francisco dos Santos Júnior, D.Sc.

Recife

2011.

S498c

Severo, Ricardo Nascimento Flores.

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 / Ricardo Nascimento Flores Severo. - Recife: O Autor, 2011.

xxvii, 280 folhas, il., gráfs., tabs.

Orientador: Prof. Dr. Roberto Quental Coutinho.

Tese (Doutorado) – Universidade Federal de Pernambuco. CTG. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, 2011.

Inclui Referências e Anexos.

1. Engenharia Civil. 2. Formação Barreiras. 3. Solos Cimentados. 4. Ensaios Triaxiais. I. Coutinho, Roberto Quental. (Orientador). II. Título.

624 CDD (22. ed.)

**UFPE
BCTG/2011- 210**

**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**

Ricardo Nascimento Flores Severo

TESE SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DA COORDENAÇÃO DOS
PROGRAMAS DE PÓS-GRADUAÇÃO DA UNIVERSIDADE FEDERAL DE
PERNAMBUCO COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA
OBTENÇÃO DO GRAU DE DOUTOR EM CIÊNCIAS EM ENGENHARIA CIVIL.

Aprovada por:

Roberto Quental Coutinho, D. Sc.

Olavo Francisco dos Santos Júnior, D. Sc.

José Maria Justino da Silva, D. Sc.

Alexandre da Costa Pereira, D. Sc.

Márcio de Souza Soares de Almeida, Ph. D.

Nilo César Consoli, Ph. D.

Recife, PE - Brasil

Agosto de 2011

AGRADECIMENTOS

A DEUS, Senhor dos Exércitos, por tornar tudo possível e ter me concedido em abundância, coragem, força e fé, para vencer a maioria das batalhas enfrentadas e dar-me humildade, resignação, serenidade e paciência para aceitar os insucessos naturais da existência humana.

Ao meu orientador, Professor Roberto Quental Coutinho, pela orientação incondicional e diuturna com que me assistiu durante o desenvolvimento desta pesquisa e pela oportunidade de participar de diversas atividades e projetos extra-curriculares integrando a equipe do GEGEP. Sua vasta experiência como professor, pesquisador, consultor, capacidade administrativa para viabilizar projetos, seu entusiasmo, profissionalismo e fé inabalável no cumprimento da missão, foram fundamentais para o êxito deste trabalho. Agradeço sobremaneira pela amizade e confiança depositada.

Ao meu co-orientador Professor Olavo Francisco dos Santos Júnior, meu professor na graduação, professor e orientador no mestrado, incentivador e motivador para a continuação dos trabalhos de pesquisa que desenvolvemos na UFRN e IFRN desde o início da década passada, pelas orientações e oportunidades de aprimoramento profissional. Sua experiência como pesquisador e engenheiro de campo contribuíram sobremaneira para a realização das tarefas impostas pelo desafio. Agradeço ainda pela amizade e confiança dedicadas durante todos esses anos.

Ao Professor Nilo César Consoli, que com sua ampla e destacada atuação em pesquisas e consultorias geotécnicas, apoiou tempestivamente este trabalho desde seu início, ao disponibilizar seu know-how e equipe do LEGG da UFRGS para meu treinamento em Porto Alegre e Recife, acompanhou a aquisição, aperfeiçoamento e instalação de nossos equipamentos de laboratório, participou da banca de qualificação e observou nossos trabalhos recentemente em visita técnica ao Recife. Pela amizade e orientação.

Aos professores Márcio de Souza Soares de Almeida, Nilo César Consoli, Alexandre da Costa Pereira, José Maria Justino da Silva, dignos membros da banca examinadora, pelas orientações, disponibilidade e aceitação em participar da sabatinada.

Aos professores Jaime de Azevedo Gusmão Filho, Willy Alvarenga Lacerda, Martin Fahey, Antônio Viana da Fonseca, Fernando Schnaid, Márcio de Souza Soares de Almeida, Luis Bressani, José Maria Justino da Silva, Alexandre da Costa Pereira, Jaime Cabral e a todos os professores da Área de Geotecnia da UFPE, que contribuíram direta ou indiretamente para a realização desta pesquisa e diretamente no meu aprimoramento profissional.

À Universidade Federal de Pernambuco e ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil pela oportunidade de realizar meus estudos de doutoramento em tão destacada Instituição.

Ao Instituto de Educação, Ciência e Tecnologia do Rio Grande do Norte – IFRN e a Coordenação de Aperfeiçoamento Pessoal de Nível Superior – CAPES, pela concessão da bolsa de pesquisa do Programa Institucional de Qualificação Docente para a Rede Federal de Educação Profissional e Tecnológica.

Aos meus filhos, Giulliana Niederauer Flores Severo, Maria Gabriella Flores Severo e Ricardo Augusto Niederauer Flores Severo, pelo amor e apoio recebidos sempre, pelo desprendimento e abnegação com que enfrentaram a minha ausência sistemática durante esses últimos anos, nesse momento de transição de suas vidas, da adolescência para a idade adulta.

À Vânia Marisa Niederauer que até o ano passado apoiou-me nos momentos difíceis e na realização deste trabalho, pela abnegação demonstrada durante boa parte dessa empreitada e em muitos momentos de minha vida.

A meus pais Angelino da Silva Severo (in memoriam) e Maria de Jesus Nascimento Flores Severo, pela base emocional sólida e ensinamentos para a vida.

À professora Karina Cordeiro de Arruda Dourado pelo amor, inspiração, disponibilidade incondicional e também pelo apoio em momentos decisivos da conclusão deste trabalho.

Aos membros da nossa ABMS - Núcleo Nordeste pela oportunidade, amizade e confiança em mim depositadas para a realização deste trabalho e das diversas atividades e congressos de nossa entidade, conselheiros: Roberto Coutinho, Alexandre Gusmão e Joaquim Oliveira e os membros da diretoria: Isabella Santini, Stela Fucale, Karina Dourado e Igor Gomes.

Ao amigo, professor Osvaldo de Freitas Neto, pela grande amizade e disponibilidade total, pela ajuda nas discussões sobre o tema na parte de campo e laboratório, sobre alguns resultados e sobre seu vasto conhecimento de ensaios e equipamentos triaxiais em geral e formatação das planilhas Excel.

Ao amigo engenheiro D.Sc. Lucas Festugato pela amizade, transmissão de conhecimentos e experiências sobre os ensaios triaxiais em amostras instrumentadas de maiores dimensões em Porto Alegre e Recife, na montagem e calibração inicial dos equipamentos e pelo acompanhamento dos primeiros ensaios drenados e não-drenados.

À professora Margareth Mascarenhas Alheiros pelas discussões a respeito do tema e ajuda na caracterização geológica da área de estudo.

À professora Lúcia Valença, pela identificação e análise dos componentes do solo no laboratório de Geologia e Sedimentologia e ao técnico Felipe Santana.

Ao professor Valdir Manso no laboratório de Mineralogia e à Professora Valderêz Ferreira nos ensaios químicos no laboratório NEG – LABISE e ao técnico Miguel Sebastião Chaves.

Ao amigo Francisco Carlos Alves Moura, técnico do Laboratório de Geotecnia e Instrumentação da UFPE, pelo apoio e discussões na realização dos ensaios, que com sua vasta experiência de mais de trinta anos, em campanhas de campo e laboratório, contribuiu e auxiliou na realização dos ensaios triaxiais e outros.

Ao amigo doutorando engenheiro M.Sc. Saul Barbosa Guedes pela amizade, pelas discussões acaloradas sobre o tema de solos cimentados com fibras e outros agentes cimentantes, pavimentação, compactação e confecção das figuras e perfis no Autocad.

Ao amigo, professor Jean Luis Gomes de Medeiros, pela amizade, convivência harmoniosa nesses quatro anos, pelas muitas discussões sobre a Mecânica dos Solos, suas assertivas sempre pertinentes sobre o tema e ajuda nas análises mineralógicas.

À professora Régia Lúcia Lopes, pela amizade e companhia de viagem por mais de quatro anos entre Recife e Natal, onde discutíamos longamente sobre nossos temas de pesquisa e o andamento das atividades.

Aos amigos Dóris Rodrigues Coutinho, Ana Maria dos Santos, Bolívar, Evani e Cláudia Niederauer, Valmir e Jacilda Melo, Edwards e Hilda Trajano Pereira, Dante e Ana Henrique Moura, Emídio e Dinamara Dias, Salvador e Mari Siciliano, Ednilson e Simone Trajano, Romeika da Costa, João e Maria Gomes, Oscar de Oliveira Ramos Neto, Marcus Antônio Moreira de Lima e José Solano Branco pela amizade, apoio, transmissão de experiências e tranquilidade.

Ao Sr. Andréas Friedrich Wagner (in memoriam) pelo apoio e amizade e a seu filho Márius Frederico Cerello Wagner proprietário do empreendimento Ponta do Pirambu – Day Use, pela amizade e cessão do local para realização das atividades de campo.

Aos professores da UFRN, Marco Lacerda, Roberto Medeiros, Leonardo Flamarion Marques Chaves, Arthur Mattos, Valmir Melo, Luiz Alessandro Queiroz, Yuri Costa e Maria das Vitórias de Sá pela amizade e incentivo na elaboração deste trabalho.

Ao amigo Rinaldo José da Silva Júnior, secretário executivo do GEGEP, pela amizade, colaboração inestimável na execução das despesas e aquisição dos equipamentos, instalações e materiais de consumo, necessários para o andamento desta pesquisa.

Aos colegas e amigos do GEGEP/UFPE: Everaldo Paulo da Silva, Ana Patrícia Bandeira, Frankslale Meira, Marília Mary, Karina Dourado, Isabela Bello, Olival Santiago, Bruno de Castro, Felipe Santana, Rafael Lira e Danizeti.

Aos colegas da Área de Geotecnia: Eduarda, Kelma, Gerson dos Santos, Magdalena, Juliana, Inaldo, George e Leda pelo apoio e incentivo ao longo deste trabalho.

À Equipe de Direção do IFRN, Reitor professor Belchior de Oliveira e Diretor de Pesquisa professor José Ivan Pereira Leite.

À professora Carina Maia Lins Costa e aos demais colegas do Departamento de Construção Civil pelo apoio e incentivo para elaboração deste trabalho.

À secretária da pós-graduação engenheira civil Andréa Negromonte pela amizade e auxílio nas tarefas burocráticas exigidas pela CAPES e UFPE.

À equipe técnica do Laboratório de Geotecnia e Instrumentação, engenheiro civil Antônio Rodrigues de Brito, Sr. Severino Costa da Silva e Gutemberg Francisco da Silva pela amizade, convívio harmonioso e auxílio na realização das tarefas de laboratório.

À Rose Mary do Nascimento e Sara Dantas pelo apoio e amizade e a funcionária Vânia França por sua disposição em manter asseadas as instalações do laboratório e pela amizade.

A todos que de alguma forma contribuíram para que houvessem condições deste trabalho ser desenvolvido.

Resumo

A presente tese é um estudo experimental sobre o comportamento mecânico de solos sedimentares da Formação Barreiras, na falésia da Ponta do Pirambu no município de Tibau do Sul – RN. Estudos anteriores indicam que a estabilidade de falésias no litoral do Rio Grande do Norte é garantida pela cimentação natural entre partículas. Esta pesquisa foi desenvolvida com o objetivo de realizar a caracterização geotécnica da falésia e estudar a influência da cimentação do solo no seu comportamento. O conhecimento do comportamento e das variáveis que influenciam o comportamento de solos cimentados naturalmente e artificialmente é importante em vários problemas tratados na Engenharia Geotécnica. Foram identificados os processos da dinâmica natural atuantes na área de estudo. Em campo realizaram-se atividades como visitas técnicas, levantamento topográfico planialtimétrico, instalação de piezômetros e sondagens a percussão e mista (SPT + rotativa), com vistas a estabelecer o perfil da falésia. Em laboratório realizaram-se ensaios físicos, químicos, mineralógicos e ensaios do tipo triaxiais CID, com tensões efetivas de confinamento de 20kPa, 100 kPa e 300 kPa, com medida de pequenas deformações internas, axiais e radiais, utilizando sensores de efeito Hall, em amostras com diâmetro de dez centímetros. Inicialmente utilizaram-se amostras indeformadas de solos das camadas do topo, meio e base da encosta e a seguir foram preparadas amostras cimentadas artificialmente com o solo do topo, para analisar o efeito do teor de cimento e da densidade sobre o comportamento do solo. Foram utilizados teores de cimento CP-V-ARI-RS de 2,0%, 3,5% e 5,0% em amostras moldadas com peso específico aparente seco de 17,2 kN/m³, 18,0 kN/m³ e 18,8 kN/m³, correspondentes aos pesos específicos das camadas de solo da falésia. Todos os ensaios triaxiais foram realizados com instrumentação eletrônica de carga, pressões, volume e deslocamento. Os resultados da caracterização geológico-geotécnica mostraram que a falésia apresenta uma fácies francamente fluvial de menor energia de transporte, perfil inclinado e altura de vinte e um metros. É composta por quatro camadas, topo, meio, base e camada denominada fortemente cimentada, localizada entre a camada do meio e da base. Os solos dessas camadas apresentam variados graus de cimentação. A análise dos ensaios triaxiais realizados ratificou a estrutura conceitual existente sobre solos cimentados apresentada na revisão bibliográfica e identificou a contribuição da cimentação do solo nas condições de estabilidade da encosta.

Palavras-chave: Formação Barreiras, Solos Cimentados e Ensaio Triaxiais.

Abstract

This thesis is an experimental study about the mechanical behavior of sedimentary soils of the Barreiras Formation, on the cliff of Ponta do Pirambu at the town of Tibau do Sul - RN. Previous studies indicate that the stability of cliffs at the coast of Rio Grande do Norte is guaranteed by natural cementation of particles. This research was developed in order to perform the geotechnical characterization of the cliffs and to study the influence of cementation on soil behavior. The knowledge of the behavior and the variables that influence the behavior of naturally and artificially cemented soils is important in several problems addressed in Geotechnical Engineering. The studied area is described by identifying the natural dynamic processes of the site. Field activities such as technical visits, planialtimetric surveying, installation of piezometers, auger drilling, percussion drilling and rotary percussion drilling were carried out in order to determine the profile of the cliff. In the laboratory, physical, chemical, and mineralogical tests were carried out. Particularly, CID triaxial tests were performed with effective confining stresses of 20 kPa, 100 kPa, and 300 kPa. The tests included measurements of small internal axial and radial strains, using Hall effect sensors in specimens with ten centimeters in diameter. Initially, undisturbed samples collected from the top, the middle and the base of the slope were tested. Then, artificially cemented samples were prepared with soil from the top, in order to analyze the effect of cement content and density on the behavior of the soil. Contents of CP V-ARI-RS cement of 2.0%, 3.5% and 5.0% were used in samples molded with dry unit weight of 17.2 kN/m³, 18.0 kN/m³ and 18.8 kN/m³. Those values correspond to the natural unit weight of the soil layers of the cliff. All triaxial tests were conducted with electronic instrumentation for load, pressure, volume and displacement measurements. The results of geological and geotechnical characterization showed that the cliff has a frankly fluvial facie of lower transport energy, with an inclination of 40° from the bottom to the top and height of twenty-one meters. It consists of four layers, top, middle, base and strongly cemented base located between the middle layer and the base. The soils of this layers have varying degrees of cementation. The analysis of the triaxial tests performed as part of this investigation confirmed the existing conceptual framework on cemented soils presented in literature and identified the contribution of cementation of the soil for the stability of the slope.

Key Words: Barreiras Formation, Soils-cement, Triaxial Test

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS	xiv
LISTA DE TABELAS	xxii
LISTA DE SIGLAS	xxiv
LISTA DE SÍMBOLOS	xxv
 CAPÍTULO I - INTRODUÇÃO	 1
1.1 – Relevância e Justificativa do Trabalho	1
1.2 – Objetivos da Tese	3
1.2.1 – Objetivo Geral	3
1.2.2 – Objetivos Específicos	3
1.3 – Organização da Tese	4
 CAPÍTULO II – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA SOBRE SOLOS CIMENTADOS	 6
2.1 – Considerações Iniciais	6
2.2 - Solos Cimentados Naturalmente	11
2.2.1 – Solos Residuais Cimentados	18
2.2.2 – Solos Sedimentares Cimentados	23
2.2.3 – Dificuldade de Modelagem de Perfis de Solos Cimentados	25
2.3 - Solos Cimentados Artificialmente	28
2.4 - Parâmetros Chave no Controle da Resistência Mecânica de Solos Cimentados Artificialmente - Influência do Fator Vazios/cimento	37
 CAPÍTULO III – DESCRIÇÃO GERAL DA ÁREA DE ESTUDO E DA FORMAÇÃO BARREIRAS	 47
3.1 – Área de Estudo	47

3.1.1 – Geologia	48
3.1.2 – Características Geotécnicas	51
3.1.3 – Características Físicas, Climáticas e Morfológicas	55
3.1.4 – Mineralogia	56
3.2 – Processos Naturais da Dinâmica das Falésias em Tibau do Sul	57
3.2.1 – Erosão Pluvial	58
3.2.2 – Deslizamentos	63
3.2.3 – Quedas e Tombamentos	65
3.2.4 – Ação do Mar na Base da Falésia	66
3.2.5 – Perfis Tipo	67
3.2.6 – Considerações Gerais Sobre a Dinâmica das Falésias em Tibau do Sul	70
3.3 – Falésia da Ponta do Pirambu	71
3.3.1 – Escolha da Encosta Experimental	72
3.3.2 – Características do Empreendimento	74
 CAPÍTULO IV - PROGRAMA EXPERIMENTAL E METODOLOGIA DAS ATIVIDADES DE CAMPO E LABORATÓRIO	 76
4.1 – Programa Experimental	76
4.2 – Atividades de Campo	78
4.2.1 – Levantamento Topográfico Planialtimétrico	78
4.2.2 – Sondagens Geotécnicas de Simples Reconhecimento	78
4.2.3 – Sondagem Mista (SPT + Rotativa)	78
4.2.4 – Visitas de Campo e Estudos Geológicos	79
4.2.5 – Coleta e Extração das Amostras	79
4.2.6 – Perfis de Umidade	81
4.2.7 – Instalação de Piezômetros e Observação da variação do Nível D'água	81
4.3 – Ensaios de Caracterização Física, Química, Mineralógica e de Compactação	81

4.3.1 – Caracterização Física dos Solos	81
4.3.2 – Ensaio de Compactação do Solo do Topo da Falésia	82
4.3.3 – Caracterização do Cimento	83
4.3.4 – Caracterização Química dos Solos	85
4.3.5 – Caracterização Mineralógica dos Solos	85
4.4 – Apresentação dos Equipamentos Usados nos Ensaio Triaxiais e Calibrações	86
4.4.1 – Planejamento, Aquisição e Implantação de Novos Equipamentos	86
4.4.2 – Procedimentos de Calibração	90
4.4.3 – Informações Técnicas Sobre os Dispositivos	96
4.5 – Ensaio Triaxiais Drenados	101
4.5.1 – Preparação das Amostras	106
4.5.2 – Montagem, Percolação, Saturação e Adensamento das Amostras Ensaaiadas	108
4.5.3 – Cisalhamento, Desmontagem do Ensaio e Exumação das Amostras Ensaaiadas	112
4.5.4 – Considerações Finais Sobre a Execução dos Ensaio de Compressão Triaxial	113
4.6 – Ensaio de Compressão Simples	115
CAPÍTULO V – CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA	117
5.1 – Sondagens de Simples Reconhecimento	120
5.2 – Sondagem Mista (SPT + Rotativa)	121
5.3 – Dados Piezométricos e Perfis de Umidade	124
5.4 – Ensaio Físicos	127
5.4.1 – Solo Topo	128
5.4.2 – Solo Meio	130
5.4.3 – Solo Base	132
5.5 – Análise Química dos Solos	135

5.6 – Análise Mineralógica dos Solos	137
5.6.1 – Análise Mineralógica Morfoscópica da Fração Graúda	137
5.6.2 – Análise Mineralógica por Difratoograma de Raio X da Fração Fina	142
5.7 – Ensaios Triaxiais Drenados com Amostras Indeformadas e Compactadas	144
5.8 – Parâmetros de Resistência das Amostras Indeformadas e Compactadas	150
5.9 – Rigidez das Amostras Indeformadas e Compactadas	154
5.10 – Módulo Cisalhante Inicial das Amostras Indeformadas e Compactadas	156
5.11 – Dilatância das Amostras Indeformadas e Compactadas	158
 CAPÍTULO VI – APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS TRIAXIAIS AMOSTRAS CIMENTADAS ARTIFICIALMENTE	162
6.1 – Ensaios Triaxiais Drenados com Amostras Cimentadas Artificialmente	162
6.2 – Parâmetros de Resistência das Amostras Cimentadas Artificialmente	174
6.3 – Ensaios Triaxiais Drenados Com Amostras Cimentadas Artificialmente – Efeito da Densidade e do Teor de Cimento	180
6.3.1 – Ensaios Triaxiais Drenados com 20 kPa de Tensão Confinante	180
6.3.1.1 – Amostras com a Mesma Porcentagem de Cimento – Efeito da Densidade	181
6.3.1.2 – Amostras com Mesmo Peso Específico Aparente Seco – Efeito do Teor de Cimento	185
6.3.2 – Ensaios Triaxiais Drenados com 100 kPa de Tensão Confinante	189
6.3.2.1 – Amostras com a Mesma Porcentagem de Cimento – Efeito da Densidade	190
6.3.2.2 – Amostras com Mesmo Peso Específico Aparente Seco – Efeito do Teor de Cimento	194
6.3.3 – Ensaios Triaxiais Drenados com 300 kPa de Tensão Confinante	199
6.3.3.1 – Amostras com a Mesma Porcentagem de Cimento – Efeito da Densidade	199
6.3.3.2 – Amostras com Mesmo Peso Específico Aparente Seco – Efeito do Teor de Cimento	203

6.4 – Efeito da Cimentação e da Densidade na Resistência Mecânica	209
6.4.1 – Curvas Tensão Versus Fator Vazios/Cimento com Coeficiente de Ajuste	212
6.4.2 – Comparação dos Efeitos da Cimentação nas Amostras com Cimentação Artificial e com as Amostras Naturais	213
6.5 – Análise da Rigidez das Amostras Cimentadas Artificialmente	219
6.5.1 – Análise Comparativa dos Efeitos da Rigidez nas Amostras	224
6.5.2 – Efeitos da Utilização dos Sensores de Deformação Interna na Medida da Rigidez das Amostras	229
6.6 – Comportamento Tensão X Dilatância das Amostras Cimentadas Artificialmente	230
 CAPÍTULO VII – CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DA FALÉSIA NA PONTA DO PIRAMBU CONSIDERANDO A CIMENTAÇÃO DO SOLO	 241
7.1 – Perfil Geológico-geotécnico da Encosta	241
7.2 – Parâmetros Geotécnicos das Camadas da Encosta	250
7.3 – Processos Naturais Atuantes na Falésia da Ponta do Pirambu	253
 CAPÍTULO VIII – CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS	 257
8.1 – Conclusões	258
8.2 – Sugestões Para Futuras Pesquisas	265
 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	 266
 ANEXO 1 – SONDADE DE SIMPLES RECONHECIMENTO NA PONTA DO PIRAMBU	 278

LISTA DE FIGURAS

CAPÍTULO II. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA SOBRE SOLOS CIMENTADOS

Figura 2.1.	Comportamento esquemático de solos ideais e estruturados	8
Figura 2.2.	Comparação entre o comportamento estruturado e desestruturado na compressão isotrópica ou unidimensional	15
Figura 2.3.	Curvas tensão-deformação e variação volumétrica em ensaios triaxiais sob várias tensões de confinamento para um calcário poroso	17
Figura 2.4.	Falésias na Califórnia central	24
Figura 2.5.	Comportamento idealizado de um solo cimentado onde o efeito da cimentação é preponderante	31
Figura 2.6.	Comportamento idealizado de um solo cimentado onde o efeito da componente friccional é preponderante	32
Figura 2.7.	Tensão versus fator vazios/cimento expresso através da porosidade do material (n) e do teor volumétrico de cimento (SRAB)	38
Figura 2.8.	Relação ϕ' versus fator vazios/cimento SRAB e areia de Osório	39
Figura 2.9.	Relação c' versus fator vazios/cimento SRAB e areia de Osório	39
Figura 2.10.	Resistência à compressão simples x fator vazios/cimento com coeficiente de ajuste de curvas para diversos materiais	40
Figura 2.11.	Tensão versus fator vazios/cimento com coeficiente de ajuste das curvas para o SRAB diversas tensões confinantes	40
Figura 2.12.	Tensão versus fator vazios/cimento da areia de Osório para diversas tensões de confinamento	41

CAPÍTULO III. CARACTERÍSTICAS GERAIS DA ÁREA DE ESTUDO

Figura 3.1.	Área de estudo em Tibau do Sul - RN	48
Figura 3.2.	Erosão pluvial em encostas	59
Figura 3.3.	Processos erosivos na área estudada	60
Figura 3.4.	Erosão superficial na face da falésia no trecho norte	62
Figura 3.5.	Escorregamentos	63
Figura 3.6.	Escorregamentos no trecho central da área estudada	65
Figura 3.7.	Quedas e tombamentos de blocos	66
Figura 3.8.	Quedas e tombamentos de materiais das falésias	66
Figura 3.9.	Incisões na base da falésia formadas pela ação das ondas	67
Figura 3.10.	Perfil tipo I	68
Figura 3.11.	Perfil tipo II	68
Figura 3.12.	Perfil tipo III	69

Figura 3.13.	Esquema do trecho norte	72
Figura 3.14.	Falésia na Ponta do Pirambu - Tibau do Sul – RN	73
Figura 3.15.	Falésia localizada trezentos metros ao norte da Ponta do Pirambu	74
Figura 3.16.	Visão das infra-estruturas de lazer oferecidas pelo empreendimento	75
Figura 3.17.	Acesso aos equipamentos de lazer na base da falésia	75

CAPÍTULO IV. PROGRAMA EXPERIMENTAL E METODOLOGIA DAS ATIVIDADES DE CAMPO E LABORATÓRIO

Figura 4.1.	Blocos das camadas do perfil da falésia	80
Figura 4.2.	Curvas de compactação do solo topo da falésia da Ponta do Pirambu	82
Figura 4.3.	Equipamentos instalados no laboratório de Geotecnia e Instrumentação da UFPE	89
Figura 4.4.	Calibração do extensômetro externo GEFran	90
Figura 4.5.	Calibração da célula de carga externa HBM	91
Figura 4.6.	Calibração do medidor de volume ELE International	91
Figura 4.7.	Calibração do transdutor de pressão Transtec (13706)	92
Figura 4.8.	Calibração do transdutor de pressão Transtec (13707)	92
Figura 4.9.	Calibração do sensor de efeito Hall - Axial 1	93
Figura 4.10.	Calibração do sensor de efeito Hall - Axial 2	94
Figura 4.11.	Calibração do sensor de efeito Hall - Radial	94
Figura 4.12.	Diagrama de blocos do sistema	96
Figura 4.13.	Gráfico de resposta do programa da HP (Graphics Setup)	97
Figura 4.14.	DIN 5 pinos - padrão Laboratório de Geotecnia e Instrumentação da UFPE	98
Figura 4.15.	Esquema elétrico do sistema de aquisição de dados	98
Figura 4.16.	Esquema do conector DIN 43650	99
Figura 4.17.	Esquema elétrico e pinagem dos sensores de efeito Hall	99
Figura 4.18.	Esquema elétrico do transdutor de deslocamento GEFran	100
Figura 4.19.	Seqüência do procedimento de moldagem das amostras	108
Figura 4.20.	Seqüência de instalação da amostra na célula triaxial	110
Figura 4.21.	Amostra pronta para o cisalhamento na prensa Wykeham-Farrance	112
Figura 4.22.	Amostra CID(2)100A3 rompida na célula triaxial e conseqüente desmontagem do ensaio	113
Figura 4.23.	Resistência à compressão simples de amostras rompidas na condição saturada com teores de cimento de 2%, 5% e 10%	115

Figura 4.24.	Curva tensão versus fator vazios/cimento com coeficiente de ajuste com teores de cimento de 2%, 5% e 10%	116
--------------	--	-----

CAPÍTULO V. CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA

Figura 5.1.	Planta topográfica da falésia da Ponta do Pirambu com a localização dos furos de sondagem e piezômetros instalados	118
Figura 5.2.	Perfil vertical da falésia com os furos de sondagem, piezômetros e local da coleta dos blocos indeformados	119
Figura 5.3.	Sondagem de simples reconhecimento (SPT)	120
Figura 5.4	Sondagem mista (SPT + rotativa)	121
Figura 5.5.	Perfil de sondagem mista (SPT + rotativa) no topo da falésia da Ponta do Pirambu	122
Figura 5.6.	Piezômetro de máxima tipo Casagrande	124
Figura 5.7.	Perfis de umidade da falésia entre 2007 e 2011	126
Figura 5.8.	Curva granulométrica com e sem defloculante solo do bloco B1	128
Figura 5.9.	Curva granulométrica com e sem defloculante do solo do bloco B2	130
Figura 5.10.	Curva granulométrica com e sem defloculante do solo do bloco B3	132
Figura 5.11.	Ensaio de dispersividade com as amostras dos blocos B1, B2 e B3	134
Figura 5.12.	Análise mineralógica morfooscópica fração pedregulho e areia do bloco B1	137
Figura 5.13.	Análise mineralógica morfooscópica fração pedregulho do bloco B2	138
Figura 5.14.	Análise mineralógica morfooscópica fração areia do bloco B2	139
Figura 5.15.	Análise mineralógica morfooscópica fração pedregulho e areia do bloco B3	140
Figura 5.16.	Análise mineralógica morfooscópica fração pedregulho da camada fortemente cimentada	141
Figura 5.17.	Análise mineralógica morfooscópica fração areia da camada fortemente cimentada	142
Figura 5.18.	Difratograma de Raio X da fração fina das camadas da falésia da Ponta do Pirambu	143
Figura 5.19.	Tensão-deformação, variação volumétrica e envoltória ($p' \times q$) do bloco B1	145
Figura 5.20.	Tensão-deformação, variação volumétrica e envoltória ($p' \times q$) do bloco B2	146
Figura 5.21.	Tensão-deformação, variação volumétrica e envoltória ($p' \times q$) do bloco B3	147
Figura 5.22.	Tensão-deformação, variação volumétrica e envoltória ($p' \times q$) das amostras compactadas A1	148
Figura 5.23.	Envoltória transformada de pico das amostras do bloco do topo – B1	150
Figura 5.24.	Envoltória transformada de pico das amostras do bloco do meio – B2	151
Figura 5.25.	Envoltória transformada de pico das amostras do bloco da base – B3	151

Figura 5.26.	Envoltória transformada de pico das amostras compactadas solo topo – A1	151
Figura 5.27.	Módulo secante x deformação das amostras compactadas A1	154
Figura 5.28.	Módulo secante x deformação das amostras indeformadas B1	154
Figura 5.29.	Módulo secante x deformação das amostras indeformadas B2	155
Figura 5.30.	Módulo secante x deformação das amostras indeformadas B3	155
Figura 5.31.	Módulo secante x deformação das amostras indeformadas e compactadas	156
Figura 5.32.	Representação hiperbólica de uma curva tensão-deformação	157
Figura 5.33.	Tensão-dilatância das amostras compactadas A1	159
Figura 5.34.	Tensão-dilatância das amostras do bloco B1	159
Figura 5.35.	Tensão-dilatância das amostras do bloco B2	160
Figura 5.36.	Tensão-dilatância das amostras do bloco B3	160
Figura 5.37.	Tensão-dilatância das amostras indeformadas e compactadas	161

CAPÍTULO VI. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS TRIAXIAIS AMOSTRAS CIMENTADAS ARTIFICIALMENTE

Figura 6.1.	Tensão-deformação, variação volumétrica e envoltórias ($p' \times q$) – 2 A1	164
Figura 6.2.	Tensão-deformação, variação volumétrica e envoltórias ($p' \times q$) – 2 A2	165
Figura 6.3.	Tensão-deformação, variação volumétrica e envoltórias ($p' \times q$) – 2 A3	166
Figura 6.4.	Tensão-deformação, variação volumétrica e envoltórias ($p' \times q$) – 3,5 A1	167
Figura 6.5.	Tensão-deformação, variação volumétrica e envoltórias ($p' \times q$) – 3,5 A2	168
Figura 6.6.	Tensão-deformação, variação volumétrica e envoltórias ($p' \times q$) – 3,5 A3	169
Figura 6.7.	Tensão-deformação, variação volumétrica e envoltórias ($p' \times q$) – 5 A1	170
Figura 6.8.	Tensão-deformação, variação volumétrica e envoltórias ($p' \times q$) – 5 A2	171
Figura 6.9.	Tensão-deformação, variação volumétrica e envoltórias ($p' \times q$) – 5 A3	172
Figura 6.10.	Envoltórias transformadas de pico das amostras cimentadas - C = 2%	174
Figura 6.11.	Envoltórias transformadas de pico das amostras cimentadas - C = 3,5%	174
Figura 6.12.	Envoltórias transformadas de pico das amostras cimentadas - C = 5%	175
Figura 6.13.	Gráfico coesão X peso específico aparente seco	177
Figura 6.14.	Gráfico ângulo de atrito X peso específico aparente seco	177
Figura 6.15.	Gráfico coesão X teor de cimento	178
Figura 6.16.	Gráfico ângulo de atrito X teor de cimento	178

Figura 6.17.	Correlação entre coesão e o fator vazios/cimento	179
Figura 6.18.	Tensão-deformação e variação volumétrica – $C = 2,0\%$; $\sigma'_c = 20$ kPa	182
Figura 6.19.	Detalhamento comportamento tensão-deformação até 1% - $C = 2,0\%$; $\sigma'_c = 20$ kPa	182
Figura 6.20.	Tensão-deformação e variação volumétrica – $C = 3,5\%$; $\sigma'_c = 20$ kPa	183
Figura 6.21.	Detalhamento comportamento tensão-deformação até 1% - $C = 3,5\%$; $\sigma'_c = 20$ kPa	183
Figura 6.22.	Tensão-deformação e variação volumétrica – $C = 5,0\%$; $\sigma'_c = 20$ kPa	184
Figura 6.23.	Detalhamento comportamento tensão-deformação até 1% - $C = 5,0\%$; $\sigma'_c = 20$ kPa	184
Figura 6.24.	Tensão-deformação e variação volumétrica – $\gamma_d = 17,2$ kN/m ³ ; $\sigma'_c = 20$ kPa	186
Figura 6.25.	Detalhamento comportamento tensão-deformação até 1% – $\gamma_d = 17,2$ kN/m ³ ; $\sigma'_c = 20$ kPa	186
Figura 6.26.	Tensão-deformação e variação volumétrica – $\gamma_d = 18,0$ kN/m ³ ; $\sigma'_c = 20$ kPa	187
Figura 6.27.	Detalhamento comportamento tensão-deformação até 1% – $\gamma_d = 18,0$ kN/m ³ ; $\sigma'_c = 20$ kPa	187
Figura 6.28.	Tensão-deformação e variação volumétrica – $\gamma_d = 18,8$ kN/m ³ ; $\sigma'_c = 20$ kPa	188
Figura 6.29.	Detalhamento comportamento tensão-deformação até 1% – $\gamma_d = 18,8$ kN/m ³ ; $\sigma'_c = 20$ kPa	188
Figura 6.30.	Tensão-deformação e variação volumétrica – $C = 2,0\%$; $\sigma'_c = 100$ kPa	191
Figura 6.31.	Detalhamento comportamento tensão-deformação até 1% – $C = 2,0\%$; $\sigma'_c = 100$ kPa	191
Figura 6.32.	Tensão-deformação e variação volumétrica – $C = 3,5\%$; $\sigma'_c = 100$ kPa	192
Figura 6.33.	Detalhamento comportamento tensão-deformação até 1% – $C = 3,5\%$; $\sigma'_c = 100$ kPa	192
Figura 6.34.	Tensão-deformação e variação volumétrica – $C = 5,0\%$; $\sigma'_c = 100$ kPa	193
Figura 6.35.	Detalhamento comportamento tensão-deformação até 1% – $C = 5,0\%$; $\sigma'_c = 100$ kPa	193
Figura 6.36.	Tensão-deformação e variação volumétrica – $\gamma_d = 17,2$ kN/m ³ ; $\sigma'_c = 100$ kPa	195
Figura 6.37.	Detalhamento comportamento tensão-deformação até 1% – $\gamma_d = 17,2$ kN/m ³ ; $\sigma'_c = 100$ kPa	195
Figura 6.38.	Tensão-deformação e variação volumétrica – $\gamma_d = 18,0$ kN/m ³ ; $\sigma'_c = 100$ kPa	196
Figura 6.39.	Detalhamento comportamento tensão-deformação até 1% – $\gamma_d = 18,0$ kN/m ³ ; $\sigma'_c = 100$ kPa	196
Figura 6.40.	Tensão-deformação e variação volumétrica – $\gamma_d = 18,8$ kN/m ³ ; $\sigma'_c = 100$ kPa	197
Figura 6.41.	Detalhamento comportamento tensão-deformação até 1% – $\gamma_d = 18,8$ kN/m ³ ; $\sigma'_c = 100$ kPa	197
Figura 6.42.	Tensão-deformação e variação volumétrica – $C = 2,0\%$; $\sigma'_c = 300$ kPa	200
Figura 6.43.	Detalhamento comportamento tensão-deformação até 1% – $C = 2,0\%$; $\sigma'_c = 300$ kPa	200

Figura 6.44.	Tensão-deformação e variação volumétrica – $C = 3,5\%$; $\sigma'_c = 300$ kPa	201
Figura 6.45.	Detalhamento comportamento tensão-deformação até 1% – $C = 3,5\%$; $\sigma'_c = 300$ kPa	201
Figura 6.46.	Tensão-deformação e variação volumétrica – $C = 5,0\%$; $\sigma'_c = 300$ kPa	202
Figura 6.47.	Detalhamento comportamento tensão-deformação até 1% – $C = 5,0\%$; $\sigma'_c = 300$ kPa	202
Figura 6.48.	Tensão-deformação e variação volumétrica – $\gamma_d = 17,2$ kN/m ³ ; $\sigma'_c = 300$ kPa	204
Figura 6.49.	Detalhamento comportamento tensão-deformação até 1% – $\gamma_d = 17,2$ kN/m ³ ; $\sigma'_c = 300$ kPa	204
Figura 6.50.	Tensão-deformação e variação volumétrica – $\gamma_d = 18,0$ kN/m ³ ; $\sigma'_c = 300$ kPa	205
Figura 6.51.	Detalhamento comportamento tensão-deformação até 1% – $\gamma_d = 18,0$ kN/m ³ ; $\sigma'_c = 300$ kPa	205
Figura 6.52.	Tensão-deformação e variação volumétrica – $\gamma_d = 18,8$ kN/m ³ ; $\sigma'_c = 300$ kPa	206
Figura 6.53.	Detalhamento comportamento tensão-deformação até 1% – $\gamma_d = 18,8$ kN/m ³ ; $\sigma'_c = 300$ kPa	206
Figura 6.54.	Efeito da cimentação e da densidade na resistência mecânica das amostras com $\sigma'_c = 20$ kPa	209
Figura 6.55.	Efeito da cimentação e da densidade na resistência mecânica das amostras com $\sigma'_c = 100$ kPa	210
Figura 6.56.	Efeito da cimentação e da densidade na resistência mecânica das amostras com $\sigma'_c = 300$ kPa	211
Figura 6.57.	Curvas tensão versus fator vazios/cimento com coeficiente de ajuste	212
Figura 6.58.	Comparação do comportamento tensão-deformação e variação volumétrica entre amostras naturais e cimentadas ensaiadas com 20 kPa de tensão efetiva	214
Figura 6.59.	Comparação do comportamento tensão-deformação e variação volumétrica entre amostras naturais e cimentadas ensaiadas com 100 kPa de tensão efetiva	215
Figura 6.60.	Comparação do comportamento tensão-deformação e variação volumétrica entre amostras naturais e cimentadas ensaiadas com 300 kPa de tensão efetiva	216
Figura 6.61.	Comparação entre formas de ruptura das amostras dos blocos B1, B2, B3 e cimentada artificialmente com tensões confinantes efetivas de 100 kPa	218
Figura 6.62.	Módulo secante das amostras 2A1	219
Figura 6.63.	Módulo secante das amostras 2A2	220
Figura 6.64.	Módulo secante das amostras 2A3	220
Figura 6.65.	Módulo secante das amostras 3,5A1	221
Figura 6.66.	Módulo secante das amostras 3,5A2	221
Figura 6.67.	Módulo secante das amostras 3,5A3	222
Figura 6.68.	Módulo secante das amostras 5A1	222
Figura 6.69.	Módulo secante das amostras 5A2	223

Figura 6.70.	Módulo secante das amostras 5A3	223
Figura 6.71.	Módulo secante das amostras com tensão efetiva de 20 kPa	224
Figura 6.72.	Módulo secante das amostras com tensão efetiva de 100 kPa	224
Figura 6.73.	Módulo secante das amostras com tensão efetiva de 300 kPa	225
Figura 6.74.	Módulo secante E_{25} versus Fator Vazios/cimento das amostras	226
Figura 6.75.	Módulo secante $E_{(0,05)}$ versus Fator Vazios/cimento das amostras	226
Figura 6.76.	Módulo secante E_{pico} versus Fator Vazios/cimento das amostras	227
Figura 6.77.	Módulo de deformabilidade inicial – amostras cimentadas artificialmente	228
Figura 6.78.	Módulo cisalhante inicial - amostras cimentadas artificialmente	228
Figura 6.79.	Efeito da utilização dos sensores de deformação interna tipo Hall na medida da rigidez das amostras	229
Figura 6.80.	Tensão-dilatância das amostras 2A1	230
Figura 6.81.	Tensão-dilatância das amostras 2A2	231
Figura 6.82.	Tensão-dilatância das amostras 2A3	231
Figura 6.83.	Tensão-dilatância das amostras 3,5A1	232
Figura 6.84.	Tensão-dilatância das amostras 3,5A2	232
Figura 6.85.	Tensão-dilatância das amostras 3,5A3	233
Figura 6.86.	Tensão-dilatância das amostras 5A1	233
Figura 6.87.	Tensão-dilatância das amostras 5A2	234
Figura 6.88.	Tensão-dilatância das amostras 5A3	234
Figura 6.89.	Tensão-dilatância das amostras com tensão efetiva de 20 kPa	235
Figura 6.90.	Tensão-dilatância das amostras com tensão efetiva de 100 kPa	236
Figura 6.91.	Tensão-dilatância das amostras com tensão efetiva de 300 kPa	236
Figura 6.92.	Tensão-dilatância das amostras com 2% de cimento	237
Figura 6.93.	Tensão-dilatância das amostras com 3,5% de cimento	237
Figura 6.94.	Tensão-dilatância das amostras com 5% de cimento	238
Figura 6.95.	Tensão-dilatância de todas as amostras cimentadas artificialmente	239
Figura 6.96.	Tensão-dilatância de todas as amostras, indeformadas, compactadas e cimentadas artificialmente	239

CAPÍTULO VII. CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DA FALÉSIA DA PONTA DO PIRAMBU CONSIDERANDO A CIMENTAÇÃO DO SOLOS

Figura 7.1.	Fotos do sub-trecho N01	242
Figura 7.2.	Arenitos em frente a falésia da Ponta do Pirambu	242

Figura 7.3.	Detalhe da caixa coletora de águas pluviais no topo da falésia	243
Figura 7.4.	Amostras de solo do perfil geotécnico da falésia da Ponta do Pirambu	244
Figura 7.5.	Perfil geológico-geotécnico da falésia da Ponta do Pirambu destacando as unidades identificadas no estudo	245
Figura 7.6.	Falésia no sub-trecho N01 - 300m ao norte da falésia da Ponta do Pirambu	249

LISTA DE TABELAS

CAPÍTULO III. CARACTERÍSTICAS GERAIS DA ÁREA DE ESTUDO

Tabela 3.1.	Índice de vazios de alguns solos residuais e solos provenientes da Formação Barreiras	52
Tabela 3.2.	Parâmetros de resistência de pico de solos provenientes da Formação Barreiras	53
Tabela 3.3.	Permeabilidade em solos da Formação Barreiras	54

CAPÍTULO IV. PROGRAMA EXPERIMENTAL E METODOLOGIA DAS ATIVIDADES DE CAMPO E LABORATÓRIO

Tabela 4.1.	Resumo do programa experimental	77
Tabela 4.2.	Ensaio químicos e físicos do lote de cimento CP V - ARI - RS	85
Tabela 4.3.	Programa de ensaios triaxiais do tipo CID - solo cimentado artificialmente	104
Tabela 4.4.	Ensaio triaxiais do tipo CID com amostras cimentadas artificialmente	105
Tabela 4.5.	Programa de ensaios triaxiais do tipo CID com amostras indeformadas	105
Tabela 4.6.	Valores do parâmetro B para solos típicos na saturação	111

CAPÍTULO V. CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA

Tabela 5.1.	Caracterização do solo do bloco B1	129
Tabela 5.2.	Caracterização do solo do bloco B2	131
Tabela 5.3.	Caracterização do solo do bloco B3	132
Tabela 5.4.	Resumo dos ensaios de caracterização	133
Tabela 5.5.	Resumo dos principais compostos químicos presentes nas amostras dos blocos e da camada fortemente cimentada	136
Tabela 5.6.	Ensaio triaxiais drenados com amostras indeformadas e compactadas	144
Tabela 5.7.	Parâmetros de resistência das amostras compactadas e dos blocos indeformados	152
Tabela 5.8.	Módulos cisalhante e de deformabilidade iniciais para as amostras indeformadas e compactadas	158

CAPÍTULO VI. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS TRIAXIAIS AMOSTRAS CIMENTADAS ARTIFICIALMENTE

Tabela 6.1.	Ensaio triaxiais drenados artificialmente cimentados	163
-------------	--	-----

Tabela 6.2.	Parâmetros de resistência das amostras cimentadas artificialmente ordenadas pelo teor de cimento	175
Tabela 6.3.	Parâmetros de resistência das amostras cimentadas artificialmente ordenados pelo peso específico aparente seco	176
Tabela 6.4.	Ensaio triaxiais drenados – $\sigma'_c = 20$ kPa	180
Tabela 6.5.	Ensaio triaxiais drenados – $\sigma'_c = 100$ kPa	190
Tabela 6.6.	Ensaio triaxiais drenados – $\sigma'_c = 300$ kPa	199

CAPÍTULO VII. CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DA FALÉSIA DA PONTA DO PIRAMBU CONSIDERANDO A CIMENTAÇÃO DO SOLOS

Tabela 7.1.	Parâmetros de resistência dos solos da falésia da Ponta do Pirambu	252
-------------	--	-----

LISTA DE SIGLAS E ABREVIATURAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ASTM	American Society for Testing and materials
CID	Consolidado isotropicamente drenado
CIU	Consolidado isotropicamente não drenado
CP V – ARI - RS	Cimento Portland de alta resistência inicial resistente a sulfatos
DNPM	Departamento Nacional de Pesquisa Mineral
DRX	Difratograma de raios X
EMBRAPA	Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária
FB	Formação Barreiras
FS	Fator de Segurança
FSP	Trajectoria de tensão de campo
GEGEP	Grupo de Engenharia Geotécnica de Encostas e Planícies da UFPE
HSSR	Solos duros e rochas brandas
IFRN	Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia do RN
LAGESE	Laboratório de Geologia Sedimentar do Departamento de Geologia da UFPE
LCVI	Linha de compressão virgem intrínseca do solo
LEGG	Laboratório de Ensaio Geotécnico e Geotecnologia Ambiental – UFRGS
LVDT	Linear Variation Displacement Transductor
MEV	Microscópio eletrônico de varredura
NBR	Norma Brasileira Registrada
NEG-LABISE	Núcleo de Estudos Geoquímicos do Laboratório de Isótopos Estáveis da UFPE
NP	Não plástico
SPT	Standard Penetration Test
SRAB	Solo Residual do Arenito Botucatu
SUCS	Sistema Unificado de Classificação dos Solos
UCS	Resistência à compressão não confinada
UFCG	Universidade Federal de Campina Grande
UFPE	Universidade Federal de Pernambuco
UFRPE	Universidade Federal Rural de Pernambuco
UFRGS	Universidade Federal do Rio Grande do Sul
UFRN	Universidade Federal do Rio Grande do Norte

LISTA DE SÍMBOLOS

a	Massa de água
B	Parâmetro de poropressão de Skempton
c	Coesão
c'	Coesão efetiva
C	Teor de cimento calculado em relação à massa do solo seco em porcentagem
c_i	Massa de cimento
CL	Argila de baixa plasticidade
Ci_v	Teor volumétrico de cimento expresso em porcentagem
C_u	Coefficiente de uniformidade
D_{10}	Diâmetro efetivo
E	Módulo de deformação axial secante, módulo de deformabilidade ou módulo de Young
E_i	Módulo de deformabilidade inicial ou módulo de deformação tangente
$E_{(0,05)}$	Módulo de deformação secante medido a 0,05% de deformação axial
E_{25}	Módulo de deformação secante a 25% da resistência de ruptura
E_{Pico}	Módulo de deformação secante na ruptura
e	Índice de vazios do solo
g	Aceleração da gravidade 10,0 m/s ²
G	Módulo cisalhante
G_0	Módulo cisalhante inicial
$G_{máx}$	Módulo cisalhante máximo
G_s	Peso específico relativo dos grãos
I_a	Índice de atividade do solo
IP	Índice de plasticidade
k	Coefficiente de permeabilidade
LL	Limite de liquidez
LP	Limite de plasticidade
M	Relação q / p' no estado crítico
ML	Silte de baixa compressibilidade
n	Porosidade ou porosidade da mistura compactada
N_{SPT}	Índice de Penetração

$n/(C_{i_v})$	Fator vazios/cimento
P	Ondas primárias ou de compressão
p'	Tensão efetiva normal média
PD	Porcentagem de dispersividade do solo
q	Tensão desvio
q_u	Resistência à compressão simples ou não confinada
q_t	Resistência à tração
$q_{máx}$	Resistência de pico no ensaio triaxial
S	Ondas secundárias ou de cisalhamento
S_r	Grau de Saturação
SC	Areia argilosa
S_u	Resistência ao cisalhamento não-drenada
s'	Valor médio das tensões efetivas principais maior e menor
t	Tensão cisalhante efetiva
u ou u_w	Poropressão
V_{ci}	Volume de cimento
V_p	Velocidade da onda de compressão
V_s	Velocidade da onda cisalhante
V_v	Volume de vazios
$v = 1 + e$	Volume específico
w	Teor de umidade
w_{sat}	Umidade de saturação
Y	Ponto de escoamento ou plastificação

γ	Peso específico aparente
γ_a ou γ_w	Peso específico da água
γ_d	Peso específico aparente seco
γ_s	Peso específico dos grãos
Γ	Valor do índice de vazios correspondente a $p' = 1$ na linha de estado crítico
λ	Gradiente da linha de compressão virgem intrínseca no espaço $\log p' : v$
ε_a	Deformação axial
ε_{arup}	Deformação axial na ruptura
$\varepsilon_v = \Delta V/V$	Deformação volumétrica
ϕ	Ângulo de atrito
ϕ', Φ' ou φ'	Ângulo de atrito efetivo
ϕ_{cs}, ϕ_c ou ϕ_{crit}	Ângulo de atrito crítico
ϕ'_m	Ângulo de atrito mobilizado
ρ	Massa específica do solo
ν	Coeficiente de Poisson
$\delta\varepsilon_v/\delta\varepsilon_s$	Taxa de dilatação ou Dilatância
σ	Tensão total ou normal
σ_c	Tensão confinante efetiva ou confinante isotrópica
σ_n	Tensão normal
σ_a	Tensão total axial
σ'_a	Tensão efetiva axial
σ_r	Tensão total radial
σ'_r	Tensão efetiva radial
σ_v	Tensão normal vertical
σ_1	Tensão principal maior
σ'_1	Maior tensão principal efetiva
σ_3	Tensão de confinamento ou principal menor
τ	Tensão cisalhante
$\tau_{crit.}$	Tensão crítica de cisalhamento do solo
ψ	Ângulo de dilatância

CAPÍTULO I. INTRODUÇÃO

1.1. Relevância e Justificativa do Trabalho

Do ponto de vista da origem os solos podem ser residuais ou autóctones, transportados ou alotóctones e orgânicos. Independentemente da origem dos solos, um aspecto marcante no seu esqueleto estrutural e, por conseguinte no seu comportamento mecânico são as ligações entre as partículas.

Os modelos utilizados na Mecânica dos Solos Clássica foram desenvolvidos considerando que o comportamento dos solos depende essencialmente do índice de vazios (no caso de areias) e da história de tensões (em se tratando de solos argilosos). Entretanto, em várias partes do mundo e em particular no Brasil, é comum a existência de solos com ligações entre as partículas. Essa constatação tem levado ao desenvolvimento de pesquisas no sentido de compreender o comportamento desses solos e assim contribuir para a modelagem adequada a ser empregada na solução dos problemas de engenharia geotécnica.

O comportamento tensão-deformação, a rigidez e a resistência ao cisalhamento de solos estruturados variam com a magnitude e o tipo de ligação entre as partículas. O efeito da estrutura provocado pela cimentação assume maior importância sob baixos níveis de tensão, onde a coesão efetiva exerce uma importante função nas obras de terra, sobretudo na estabilidade superficial de taludes. É freqüente a existência de encostas e taludes de corte íngremes (quase verticais) cuja estabilidade é mantida pelas ligações entre partículas. No entanto, uma instabilização súbita pode ocorrer caso ocorra a quebra dessas ligações.

O conhecimento do comportamento e das variáveis que influenciam o comportamento de solos estruturados é importante em vários problemas tratados na Engenharia Geotécnica.

O Grupo de Engenharia Geotécnica de Encostas e Planícies da UFPE (GEGEP) vem desenvolvendo diversos estudos e projetos na área de erosão, movimentos de massa, recuperação de taludes de corte e encostas naturais e gestão de risco de

escorregamentos em áreas urbanas e encostas não ocupadas. Esta tese está dentro dessa linha de pesquisa e trata de um estudo experimental do comportamento de solos com cimentação natural e cimentação artificial, através da realização de atividades de campo em uma falésia da Formação Barreiras e ensaios de laboratório nos solos dessa falésia.

Através das atividades de campo identificaram-se os mecanismos naturais da dinâmica superficial atuantes na falésia e obtiveram-se subsídios para sua caracterização geológico-geotécnica. Em laboratório foram realizados ensaios físicos, químicos, mineralógicos dos solos que compõem o perfil geotécnico dessa falésia e ensaios triaxiais do tipo CID (consolidados isotropicamente drenados) em amostras com dimensões de dez centímetros de diâmetro e vinte centímetros de altura, com medidas de pequenas deformações internas com o uso de sensores de efeito Hall.

Foram analisados os aspectos tensão-deformação, resistência ao cisalhamento, rigidez e dilatância dos solos que compõem as camadas dessa falésia, com vistas a identificar a contribuição da cimentação do solo no comportamento da mesma.

Inicialmente realizou-se o estudo em amostras indeformadas do solo. Em seguida o estudo foi desenvolvido em amostras cimentadas artificialmente, com vistas a analisar o efeito da intensidade da cimentação sobre o comportamento mecânico dos solos. O solo empregado na pesquisa é de origem sedimentar da Formação Barreiras, tanto para os ensaios com cimentação artificial como para os ensaios realizados em amostras indeformadas e amostras compactadas sem cimento.

As amostras foram coletadas em uma falésia na Ponta do Pirambu localizada no município de Tibau do Sul na região costeira oriental do estado do Rio Grande do Norte, localizada sessenta quilômetros ao sul de Natal.

Estudos anteriores realizados na área de Tibau do Sul indicam que a cimentação entre as partículas desenvolve influência positiva na estabilidade de taludes que formam falésias (Silva, 2003; Santos Jr. et al., 2004c; Santos Jr. et al., 2005; Braga, 2005; Severo, 2005), no entanto a quantificação da influência da cimentação ainda necessitava de estudos mais detalhados. Portanto, espera-se com os resultados deste estudo apresentar dois tipos de contribuição. A primeira é de natureza científica, através

da compreensão do efeito das ligações entre as partículas no comportamento geomecânico de solos tropicais cimentados.

A segunda tem implicações regionais, uma vez que o solo da Formação Barreiras constitui-se em importante unidade geológica presente em todo o litoral nordestino e se estende do Amapá no litoral norte até o Rio de Janeiro no litoral leste, recobrando depósitos sedimentares mesozóicos de diversas bacias costeiras. Assim, este trabalho se propõe a apresentar subsídios e contribuir para a solução de problemas de engenharia, como estabilidade de encostas, estabilidade de cortes e aterros, segurança em escavações e melhoramento de solos para fins de pavimentação e fundações.

1.2. Objetivos

1.2.1. Geral

Este trabalho foi desenvolvido com o objetivo de realizar a caracterização geotécnica de uma falésia da Formação Barreiras na Ponta do Pirambu e estudar a influência da cimentação do solo no seu comportamento.

1.2.2. Específicos

Estudar o comportamento tensão-deformação de solos cimentados naturalmente e artificialmente: visa o estabelecimento de padrões de comportamento tensão-deformação de solos da Formação Barreiras com cimentação natural e cimentado artificialmente.

Estabelecer o comportamento dos solos da Formação Barreiras em função do fator vazios/cimento: visa identificar o efeito do grau de cimentação e do índice de vazios sobre a resistência ao cisalhamento.

Realizar sondagens a percussão, a trado e mista (SPT + rotativa) e instalar piezômetros na falésia para acompanhar o seu comportamento ao longo do tempo: visa identificar e interpretar os mecanismos envolvidos na fenomenologia de instabilização da encosta da Formação Barreiras na Ponta do Pirambu.

1.3. Organização da Tese

Esta tese é composta de oito capítulos, inicialmente um capítulo introdutório (Capítulo I) onde são apresentados os objetivos, a justificativa do trabalho e a organização da tese.

Uma revisão bibliográfica sobre solos cimentados é apresentada no Capítulo II, que aborda o comportamento de solos cimentados naturalmente e solos cimentados artificialmente, demonstrando que as ligações entre partículas são comuns em vários materiais de origem geológica como os solos duros e as rochas brandas. Analisa-se a influência do grau de cimentação e compactação, na rigidez, resistência mecânica e dilatância de diversos solos denominados “estruturados”.

No capítulo III é apresentada uma descrição geral da área de estudo, abordando tópicos sobre os sedimentos da Formação Barreiras, que é a principal unidade geológica dessa área; é feita a caracterização morfológica, geológico-geotécnica e mineralógica da área e são elencados e descritos os processos naturais da dinâmica das falésias na região de Tibau do Sul - RN. Além do mais, é apresentada a falésia estudada na Ponta do Pirambu.

O Capítulo IV apresenta o programa experimental e a metodologia das atividades de campo e de laboratório. São descritos os equipamentos desenvolvidos para a realização dos trabalhos, as calibrações realizadas nesses equipamentos e discutida a sistemática empregada para moldagem das amostras, montagem e execução dos ensaios triaxiais CID com medidas de pequenas deformações. É apresentado os resultados dos ensaios de compressão simples realizados durante a definição do programa experimental e mostrado ainda a caracterização física, química e mineralógica do cimento empregado na confecção dessas amostras, bem como as características de compactação do solo usado nos ensaios das amostras cimentadas artificialmente.

No Capítulo V são apresentados os resultados das atividades de campo como os perfis de umidade e de resistência à penetração expressa pelo N_{spt} da sondagem de simples reconhecimento e da sondagem mista. São apresentados e discutidos os

resultados dos ensaios de laboratório realizados com as amostras dos blocos indeformados e amolgadas dos solos. Resultados estes que compreendem desde ensaios físicos, químicos e mineralógicos dos solos estudados, bem como os ensaios triaxiais do tipo CID em amostras com medidores de pequenas deformações realizados com amostras indeformadas e em amostras compactadas sem cimentação. Foi estudado o comportamento tensão-deformação das amostras naturais com a definição de seus respectivos parâmetros de resistência mecânica. Além disso, foram analisados a rigidez e a dilatância dessas amostras.

No Capítulo VI são apresentados e discutidos os resultados dos ensaios de laboratório do tipo triaxiais CID realizados com as amostras cimentadas artificialmente. Foi estudado o comportamento tensão-deformação das amostras com a definição de seus respectivos parâmetros de resistência mecânica. Foram analisados os efeitos do teor de cimentação e da densidade sobre a rigidez e dilatância. A análise foi feita a partir do uso do fator vazios/cimento.

O Capítulo VII apresenta a caracterização geológico-geotécnica da Falésia da Ponta do Pirambu em Tibau do Sul – RN. São analisados os resultados da instrumentação e das atividades de campo, como a leitura dos piezômetros, a realização das sondagens de simples reconhecimento, a trado e sondagem mista (SPT + rotativa), bem como da coleta de amostras amolgadas e indeformadas das principais camadas da falésia. Apresenta ainda, o perfil geológico-geotécnico da encosta acompanhado do perfil de umidade e de resistência à penetração expressa pelo N_{spt} na estação chuvosa e os parâmetros de resistência mecânica dos solos das camadas da falésia, com vistas a entender os processos naturais atuantes nessa falésia e seu comportamento ao longo do tempo.

E por fim no Capítulo VIII são expostas todas as conclusões deste estudo, bem como recomendações e sugestões para futuras pesquisas.

CAPÍTULO II. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA SOBRE SOLOS CIMENTADOS

Esta tese trata de solos cimentados naturalmente e artificialmente, considera que todos aqueles materiais que tem seu comportamento geotécnico afetado por outros fatores que não a densidade inicial e a história de tensões recebem a denominação de solos estruturados conforme Leroueil e Vaughan (1990), aí incluídos os fatores como ligações físico-químicas, cimentação entre as partículas, arranjo espacial, entre outros.

Este capítulo apresenta uma revisão bibliográfica sobre solos estruturados, abordando o comportamento de solos cimentados naturalmente, tanto residuais como sedimentares, e o comportamento de solos cimentados artificialmente, demonstrando que as ligações entre partículas exercem influência significativa no comportamento dos solos.

2.1. Considerações Iniciais

Leroueil e Hight (2003) afirmam que a mecânica dos solos clássica foi desenvolvida principalmente na primeira metade do século XX, com a introdução da teoria do adensamento (Terzaghi, 1923), conceito de tensão efetiva (Terzaghi, 1936), conceito de tensão de pré-adensamento (Casagrande, 1936), entendimento das componentes de resistência (Hvorslev, 1937), descrição de consistência e compactação dos solos (Proctor, 1933; Atterberg, 1911) e entendimento do comportamento de solos drenados e não drenados (Bishop; Skempton). A Mecânica dos Solos Moderna nasceu nos anos sessenta do século passado e integrou os conceitos de tensão cisalhante, tensão efetiva média, índice de vazios e deformação cisalhante no mesmo arcabouço, e é referida freqüentemente, como Mecânica dos Solos dos Estados Críticos que abrange conceitos que são extremamente importantes para o entendimento e análise do comportamento dos solos.

Entretanto observou-se que existem importantes aspectos no comportamento dos solos que não eram considerados no conceito de estados críticos. Aspectos tais como: anisotropia, microestrutura, viscosidade, influência da não saturação, desenvolvimento de deformações plásticas dentro da superfície do estado limite, influência da localização, efeito da velocidade de deformação, efeito da variação de

temperatura, efeito de descontinuidades como fissuras. Aspectos que exercem influência significativa no comportamento de determinados tipos de solos (LEROUEIL & HIGHT, 2003).

A Mecânica dos Solos Clássica trata de solos simplificados como solos sedimentares, saturados e sem estratificação. De acordo com (Leroueil e Hight, 2003) os conceitos básicos da Mecânica dos Solos dos Estados Críticos foram baseados, em sua maioria, em resultados de ensaios realizados em amostras de argilas reconstituídas e adensadas isotropicamente (Roscoe et al., 1958; Schofield & Wroth, 1968). Desta maneira, os solos ensaiados comportavam-se como um “solo ideal”, saturados, com comportamento isotrópico e não influenciado por fatores tais como, velocidade de deformação e microestrutura.

Leroueil e Hight (2003) ao analisarem a microestrutura dos solos naturais e rochas, mostram, como indicado por muitos autores, nomeadamente por Burland (1990), Leroueil e Vaughan (1990), Schmertmann (1991), Clayton e Serratrice (1993) e Kavvadas (2000) em seus relatórios síntese que alguns solos naturais e rochas brandas são microestruturados “bonded”, ou seja, em um determinado índice de vazios, eles podem sustentar tensões mais elevadas do que poderiam com o mesmo material não microestruturadas. Isto é evidente para rochas brandas e é agora reconhecido para a maioria das argilas moles (Tavenas e Leroueil, 1985; Burland, 1990); há também provas da microestrutura nas areias (Mitchell & Solymar, 1984; Schmertmann, 1991), bem como em argilas duras sobreadensadas e folhelhos argilosos (Calabresi e Scarpelli, 1985; Picarelli et al, 2002).

Leroueil e Vaughan (1990) concluíram que a microestrutura é tão importante quanto o índice de vazios inicial e da história de tensões para determinar o comportamento de geomateriais naturais. Isto foi confirmado desde a época em que aspectos específicos dos solos microestruturados têm sido estudados em detalhe. Existem várias causas para o desenvolvimento da microestrutura em solos e rochas: adensamento secundário, tixotropia, cimentação, soldagem a frio, etc. O adensamento secundário fornece um aumento de resistência relacionado à diminuição do índice de vazios. Os outros fatores dão ao solo uma resistência que não pode ser explicada por índice de vazios e história de tensão por si só.

A Figura 2.1 resume as principais diferenças de comportamento mecânico entre os “solos microestruturados” e “solos ideais”. Em comparação com o mesmo solo não microestruturado e no mesmo índice de vazios, o solo tem maior pressão de pré-adensamento, resistência ao cisalhamento não-drenado e rigidez.

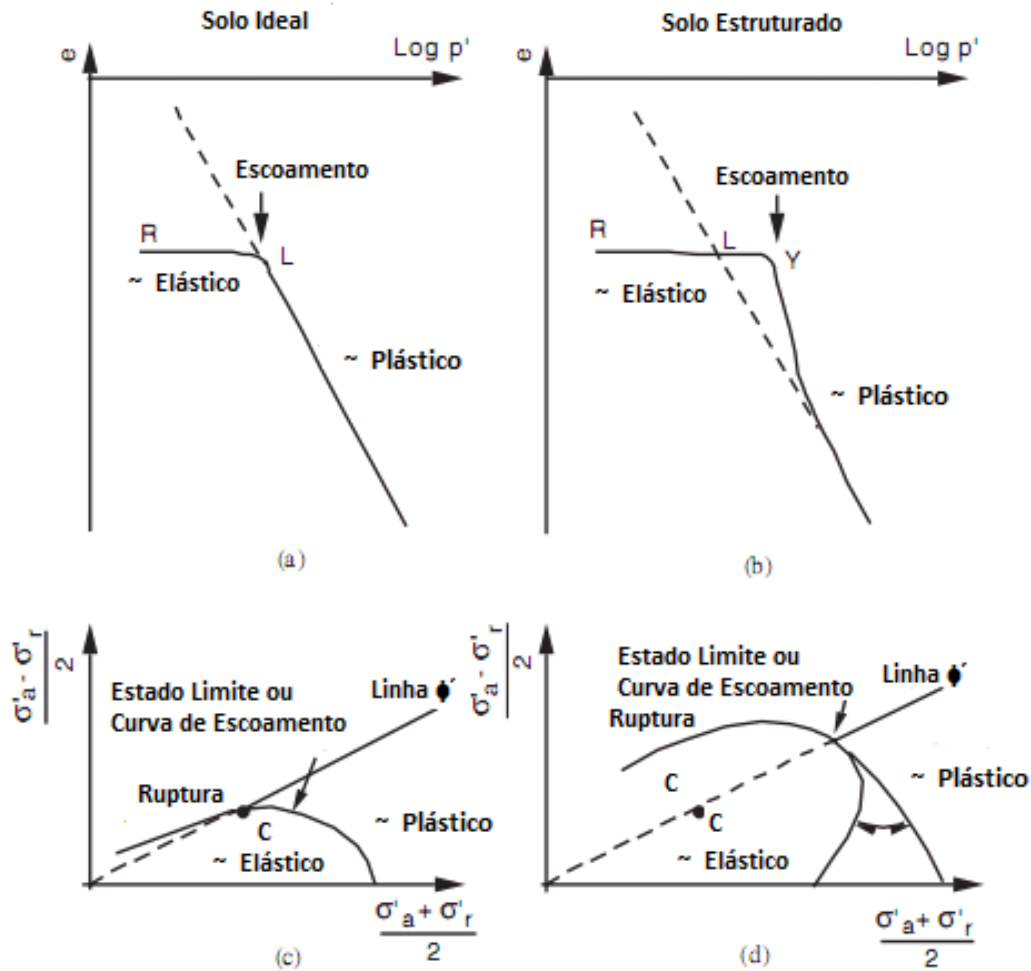


Figura 2.1. Comportamento esquemático de solos ideais e estruturados (Leroueil e Hight, 2003; baseado em Leroueil, 1992)

Nas últimas décadas vários trabalhos têm sido desenvolvidos com vistas a compreender o efeito da estrutura e das ligações entre as partículas do solo sobre o seu comportamento mecânico. Os estudos experimentais se referem à realização de ensaios de laboratório e de campo.

Em laboratório são realizados ensaios triaxiais drenados, triaxiais não drenados, triaxiais verdadeiros, cisalhamento direto, ensaio de cisalhamento puro, ensaio de deformação plana ou biaxial, compressão não confinada, ensaios de compressão diametral, ensaios de tração direta, compressão isotrópica, compressão unidimensional, ensaios sísmicos/dinâmicos, ensaios utilizando a técnica de “*bender elements*” e uso de sensores de efeito “*Hall*” para medição de pequenos deslocamentos.

Em campo são realizados sondagem de simples reconhecimento, sondagem rotativa, ensaio de cisalhamento em furo de sondagem, ensaio de penetração de cone, ensaio de palheta de campo, ensaio pressiométrico, ensaio dilatométrico e uma gama crescente de métodos geofísicos baseados na superfície, entre outros.

Os trabalhos sobre solos estruturados abordam o comportamento de solos residuais, solos sedimentares com cimentação natural e solos preparados em laboratório com cimentação artificial com diferentes agentes cimentantes. Observa-se, com base na revisão bibliográfica realizada, que os solos cimentados mais investigados são as areias quartzosas e areias calcáreas, também em menor proporção são investigados solos argilosos e siltosos. Nos últimos anos, atenção especial tem sido dedicada a areia de Osório, com a realização de diversos tipos de ensaios, com acréscimo de cimentação artificial e/ou fibras e alguns solos residuais, principalmente o solo residual de arenito Botucatu e o solo residual de granito do Porto.

Futai e Almeida (2005) estudaram um solo residual de gnaiss não saturado através de ensaios de compressão triaxial conduzidos sob sucção controlada nos horizontes B e C de um perfil de solo residual de rocha gnáissica do Sudeste do Brasil. O horizonte B, encontrado na superfície, consiste de uma camada de dois metros de espessura de solo laterítico argiloso avermelhado, enquanto que o horizonte C é uma camada de solo saprolítico, que atinge grandes profundidades. As amostras de blocos representando os horizontes B e C foram manualmente retiradas de profundidades de um e cinco metros, respectivamente. O programa de ensaios realizado consistiu em ensaios de compressão isotrópica e anisotrópica, bem como ensaios drenados triaxiais com teor de umidade constante. Os ensaios foram realizados em condições saturadas e não saturadas com sucção controlada. Os parâmetros de resistência mecânica c' e ϕ' mostraram aumento com a sucção mátrica. Os parâmetros de estado crítico mostraram

variação com a sucção, que também expandiu a curva de escoamento. Ensaio de compressão isotrópica para diferentes sucções indicaram que a tensão de escoamento $p'_0(s)$ aumenta com a sucção. A inclinação da linha de compressão virgem $\lambda(s)$ aumenta com a sucção e as curvas tendem a convergir para uma maior rede de tensões aplicadas. O intercepto de coesão mostrou, para a amostra de um metro de profundidade, um aumento contínuo com o aumento da sucção. A amostra com 5 m de profundidade mostrou apenas um pequeno aumento na coesão até a sucção de 100 kPa. As ligações internas criadas pela maior quantidade de argila no solo horizonte B pode ser a razão para esta diferença. Os dados dos ensaios triaxiais também foram interpretados usando conceitos de estados críticos. Um aumento na inclinação $M(s)$ da linha de estado crítico no diagrama p - q com um aumento na sucção foi observado. As linha de estados críticos no gráfico índice de vazios versus p - u_a plotados não pode ser claramente identificados. Os dados obtidos confirmam que a sucção tem um forte efeito sobre a expansão das curvas de escoamento das amostras estudadas. Curvas de escoamento para as amostras do horizonte B parecem ser isotrópicas, mas o comportamento anisotrópico é claramente observado para as amostras do horizonte C. Os dados obtidos podem ser úteis para o desenvolvimento de modelos constitutivos do solo para solos não saturados.

Almeida et al. (2011a) apresenta estudos realizados em campo e laboratório conduzidos em um grande aterro de silte argiloso compactado. Estudos de laboratório realizados em amostras de blocos indeformados incluíram índices físicos, curvas de retenção de água utilizando a técnica do papel de filtro, ensaios triaxiais CD convencionais em amostras saturadas e triaxiais CW e CWS em amostras não saturadas com medidas de sucção. Análises granulométricas com e sem uso de um agente defloculante, mostraram claramente a existência de partículas agregadas com microporos e macroporos (torrões de grãos), que parecem ter sido formados naturalmente, ou seja, a compactação gerou uma estrutura no solo devida ao seu arranjo espacial.

Materiais apresentando ligações entre partículas têm sido estudados sistematicamente na mecânica das rochas. Entretanto a intensidade dessas ligações no caso de materiais rochosos é muito superior à daquelas presentes no solos residuais.

2.2. Solos Cimentados Naturalmente

De acordo com Prietto (2004) considerando o aspecto do comportamento mecânico, os solos cimentados, as rochas brandas e outros materiais similares constituem uma classe de materiais situados em uma área intermediária entre a Mecânica dos Solos tradicional e a Mecânica das Rochas. Afirma ainda, que além dos conceitos de densidade inicial e suas subseqüentes modificações, devido à história de tensões, o outro fator a ser considerado no comportamento do solo é a chamada “estrutura do solo”, termo utilizado pioneiramente por Mitchell (1976), para argilas e descrito por Burland (1990), como sendo a combinação da cimentação entre as partículas do solo “*bonding*” com o seu arranjo e distribuição espacial “*fabric*”.

Em resumo, as peculiaridades do comportamento dos solos cimentados devem-se, a fatores estruturais herdados da rocha de origem, a existência de ligação entre as partículas, normalmente através de cimentação de natureza química, e ao fato de estarem no estado não saturado. Nos problemas de engenharia, que envolvem solo, como é o caso de fundações de estruturas, estabilidade de encostas e cortes, obras de terra, dentre outros, um aspecto fundamental para o sucesso de algumas soluções adotadas diz respeito às propriedades mecânicas dos solos cimentados ou estruturados.

Com base na mecânica dos solos clássica pode-se afirmar que o comportamento de solos sedimentares se baseia nas forças transmitidas pelas partículas, nos seus contatos e pelo atrito mobilizado. Existem solos, entretanto, que possuem substâncias cimentantes nos contatos entre partículas. Os deslocamentos entre estas partículas, nestes casos, são resistidos inicialmente por estas ligações cimentantes. Esta parcela da resistência é a chamada coesão do solo.

Em geral, a maioria dos solos sedimentares apresenta algum grau de cimentação. Nos solos sedimentares saturados, ela pode ser muito pequena, fruto de um arranjo entre partículas, por efeito das forças físico-químicas naturais dos minerais-argila. Em outros a cimentação têm grande importância, principalmente naqueles que permanecem acima do lençol freático após sua formação, sofrendo lixiviação tanto das águas da chuva como da elevação do nível da água subterrâneo que age dissolvendo os sais presentes e depositando-os com nova estrutura química quando se evaporam.

Os solos sedimentares da Formação Barreiras experimentaram alternadas variações do nível do mar ao longo do período Quaternário e consequentemente algumas das camadas do perfil geotécnico desses solos sofreram esse processo de lixiviação e cimentação. No capítulo III estão apresentados em mais detalhes, aspectos geológicos, morfológicos, mineralógicos e geotécnicos dos solos sedimentares da Formação Barreiras, especialmente os presentes na região Nordeste do Brasil.

Os solos residuais apresentam normalmente cimentação, que é resultante das próprias ligações químicas remanescentes da rocha original (rocha mater), onde o grau de cimentação decorre do grau de evolução do solo e do processo pedogenético a que foram submetidos.

Saxena e Lastrico (1978) afirmaram que o comportamento de um solo pode ser bem entendido se as três componentes de resistência ao cisalhamento: coesão, dilatância e atrito forem bem entendidos. Qualquer cimentação, natural ou artificial ou ligações entre as partículas é a componente de coesão; as componentes de atrito e dilatância são difíceis de separar, mas são função direta da força normal atuante na superfície de cisalhamento.

De acordo com Prietto (2004) a dilatância pode ser definida como a capacidade que um material possui, no caso o solo, de variar o seu volume quando submetido a variações na tensão cisalhante. Materiais coesivos, como os metais por exemplo, só apresentam variação volumétrica se submetidos a uma variação da tensão média. A dilatância é, portanto, uma característica dos materiais friccionais. O comportamento de um solo puramente friccional pode ser melhor entendido a partir da analogia simples com o deslizamento dos dentes de serra sobre superfícies inclinadas. Uma vez que o solo expande durante o cisalhamento, pode-se supor que o deslizamento entre partículas adjacentes ocorra não ao longo de planos horizontais, mas sim em planos inclinados de um ângulo ψ com a horizontal, denominado ângulo de dilatação ou ângulo de dilatância. Ao se analisarem as forças atuantes, que o ângulo de atrito real governando o deslizamento nos planos inclinados é ϕ'_{cs} , (ângulo de atrito nos estados críticos) então o ϕ'_m (ângulo de atrito aparente mobilizado) nos planos horizontais será: $\phi'_m = \phi'_{cs} + \psi$.

Cruz (2008) afirma que a relação entre as tensões (q/p') e a taxa de dilatação ($d\varepsilon_v/d\varepsilon_s$) de solos para estados sobre a superfície limite de estado, no lado seco e úmido da LEC, está a seguir: $q/p' = M - (\delta\varepsilon_v/\delta\varepsilon_s)$. Supondo que as deformações elásticas são relativamente pequenas em relação às deformações plásticas, esta equação é aplicada aos estados antes e depois do pico e para solos no lado seco e no lado úmido (exceto para estados próximos ao início do cisalhamento onde o comportamento é essencialmente elástico). Plotando os dados do ensaio do solo, q/p' versus $\delta\varepsilon_v/\delta\varepsilon_s$, a posição do ponto de estados críticos C pode ser encontrada até mesmo se o carregamento for terminado antes que as amostras tenham atingido os estados críticos. Através da equação $M = (6\text{sen}\Phi'/(3 - \text{sen}\Phi'))$ pode-se obter o ângulo de atrito interno no estado crítico, Φ'_c . Esses conceitos foram criados para materiais onde o comportamento é puramente friccional.

Coop e Wilson (2003) analisaram o fenômeno da dilatância em materiais que além da parcela friccional apresentam uma parcela de contribuição da parte coesiva, ou seja, da cimentação do material, mostraram que inicialmente no plano $q/p' \times \delta\varepsilon_v/\delta\varepsilon_s$ existe um trecho quase vertical da curva, considerado elástico com aumento de q/p' e $\delta\varepsilon_v/\delta\varepsilon_s$ se mantendo aproximadamente constante, em determinados casos este trecho inicial é inclinado. Logo após este trecho, geralmente vertical, localiza-se o ponto de plastificação e o comportamento da curva muda completamente, q/p' passa a ser constante e $\delta\varepsilon_v/\delta\varepsilon_s$ varia, tornando-se praticamente horizontal, caracterizando a zona de plastificação e o pico de ruptura, atingindo uma dilatância máxima. No trecho final ocorre uma queda na razão q/p' e há uma variação da dilatância do material tendendo a atingir seu estado último ou crítico, onde $\delta\varepsilon_v/\delta\varepsilon_s = 0$. Em ensaios onde não foram atingidos o estado crítico, observaram uma tendência friccional do material que possibilita obter um valor de M, quando a dilatância $\delta\varepsilon_v/\delta\varepsilon_s = 0$, ou seja, quando o material atinge o estado último ou crítico.

Randolph, Joer & Airey (2000) estudando projetos de fundações em solos cimentados analisaram os efeitos da cimentação sobre a resistência e a rigidez considerando a mecânica do processo de cimentação; pode-se esperar que o intercepto de coesão verdadeira (em oposição ao que aumenta por efeitos da dilatância) deve depender somente da quantidade de agente cimentante e ser independente da densidade. No entanto, é extremamente difícil separar a componente real e a dilatância induzida pela

coesão.

Leroueil e Vaughan (1990) procuraram demonstrar que ligações entre partículas são comuns em vários materiais de natureza geológica. Assim, apesar de serem tratados como casos especiais, os solos que apresentam algum tipo de ligação entre partículas aparecem com mais frequência do que normalmente se supõe. Segundo esses autores, verifica-se a presença de ligações em argila mole, argila rija, solos granulares, solos residuais, rochas brandas e em rochas intemperizadas. Tais ligações podem resultar de vários 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 inter-partículas em solos argilosos. Indicaram ainda, que esses solos cimentados têm muitas características em comum, e sugeriram que a resistência das ligações e a densidade são as características mais importantes que governam seu comportamento.

De acordo com Leroueil e Vaughan (1990), essas ligações apresentam importante efeito no comportamento de engenharia desses materiais e que apesar da natureza complexa das ligações, esses efeitos podem ser descritos de uma maneira simples e geral, bem como, sua descrição pode ser incluída nos conceitos gerais da Mecânica dos Solos. Os autores usaram o termo “estruturado” para a descrição desses tipos de solos.

A estrutura proporciona ao solo, quando este é comparado ao mesmo material no estado reconstituído (desestruturado), resistência e rigidez notadamente superiores e modifica a 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. Este aspecto é ilustrado na Figura 2.2 para o comportamento na compressão isotrópica ou unidimensional (PRIETTO, 2004).

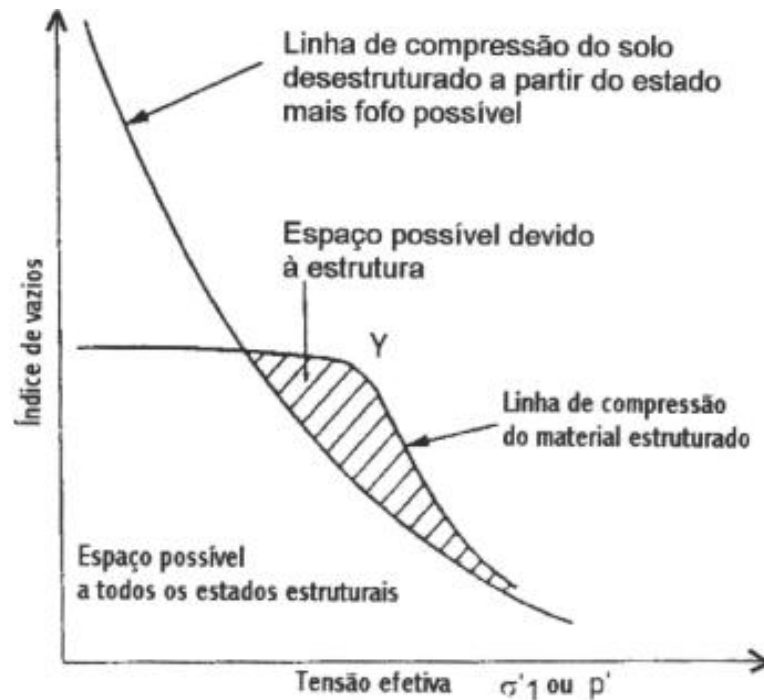


Figura 2.2. Comparação entre o comportamento estruturado e destrutturado na compressão isotrópica ou unidimensional
(Fonte: Prietto 2004; baseado em: Vaughan et al., 1988)

De acordo com o modelo conceitual proposto por Vaughan et al. (1988), mostrado na Figura 2.2, existem duas regiões distintas no espaço tensão-volume de vazios: uma limitada pela linha de compressão virgem intrínseca do solo (LCVI) no seu estado destrutturado, e outra na qual o solo pode existir somente devido à existência da estrutura. No espaço permitido a todos os estados estruturais, as deformações são puramente elásticas, independente da tensão de plastificação do solo estruturado; quando este atinge o ponto de plastificação (ponto Y na Figura 2.2), e com o aumento contínuo das tensões, se inicia a quebra progressiva da estrutura (degradação) com a conseqüente perda da rigidez e convergência, após sofrer grandes deformações volumétricas, para o estado destrutturado (PRIETTO, 2004).

Leroueil e Hight (2003) afirmam que por definição, a destrutturação corresponde a quebra dos laços entre as partículas ou agregados e, portanto, a uma diminuição geral na resistência do material, mesmo que seja um processo de destrutturação progressivo, que ocorre principalmente quando a trajetória de tensões atinge o estado limite ou curva de escoamento.

Prietto (2004) compilou as observações de diversos trabalhos (Maccarini, 1987, 1989; Bressani, 1990; Leroueil & Vaughan, 1990; Martins, 2001) e mostrou que os efeitos da estrutura podem ser totalmente ou parcialmente removidos através da remoldagem 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.

Entretanto, Leroueil & Vaughan (1990) apresentaram alguns relatos sobre a recuperação parcial da estrutura removida com o tempo e afirmaram com base em Casagrande (1932) que é pouco provável que a regeneração de uma estrutura criada pela natureza numa escala geológica de tempo, ou mesma induzida pelo homem por processos artificiais, possa ter qualquer significado prático na escala dos ensaios de laboratório e das obras de engenharia.

Kavvadas (2000) apresentando os efeitos da estrutura em solos duros e rochas brandas postula que HSSR deve ser estudada através da abordagem da mecânica dos solos, e apresenta uma óbvia questão: em que medida é o comportamento do HSSR diferente do comportamento dos solos tradicionalmente estudados pela mecânica dos solos ou equivalentemente, quais são as extensões necessárias aos modelos da mecânica dos solos clássica a fim de incluir HSSR? Ele argumenta que as características mecânicas do HSSR decorrem principalmente da microestrutura e, assim, modelos da mecânica dos solos clássica devem ser estendidas para incluir os efeitos da micro-estrutura dos solos.

Kavvadas (2000) mostra que em baixas tensões de confinamento as amostras apresentam um comportamento frágil e dilatante, rompem com o desenvolvimento de bandas de cisalhamento localizadas e geralmente apresentam uma apreciável deformação-amolecimento no domínio da ruptura pós-pico. Em altas pressões confinantes, as amostras deformam de forma plástica e contratante, normalmente rompem sem um pico de ruptura e sem o desenvolvimento de bandas de cisalhamento. Obviamente, a magnitude da pressão confinante ao nível da transição entre o comportamento frágil e dúctil, é muito diferente, variando entre poucos kPa para as argilas moles e cerca de 7 MPa para rochas brandas como o calcário.

Prietto (2004) apresenta uma visão geral do comportamento tensão-deformação de solos cimentados durante o cisalhamento, observa que o cisalhamento pode ser descrito como sendo inicialmente rígido, aparentemente linear, até um ponto de plastificação bem definido a partir do qual o solo experimenta deformações plásticas crescentes até a ruptura.

Os estados de pico de solos naturalmente e artificialmente cimentados, especialmente os de matriz arenosa, podem ser representados por uma envoltória linear definida pelos valores da coesão (c'), atribuída exclusivamente à cimentação, e do ângulo de atrito interno (ϕ'), que parece não ser significativamente influenciado pelo nível de cimentação. O comportamento frágil e dilatante, observado para baixas tensões efetivas médias muda de forma gradual, para um comportamento dúctil e compressivo à medida que a tensão efetiva média aumenta. O comportamento pós-pico sugere a existência de um estado último onde a tensão desvio e a deformação volumétrica tendem a valores estáveis com a deformação axial (PRIETTO,2004).

Na Figura 2.3 é apresentada o comportamento tensão-deformação e variação volumétrica de um calcário submetido a ensaios triaxiais com diferentes tensões de confinamento.

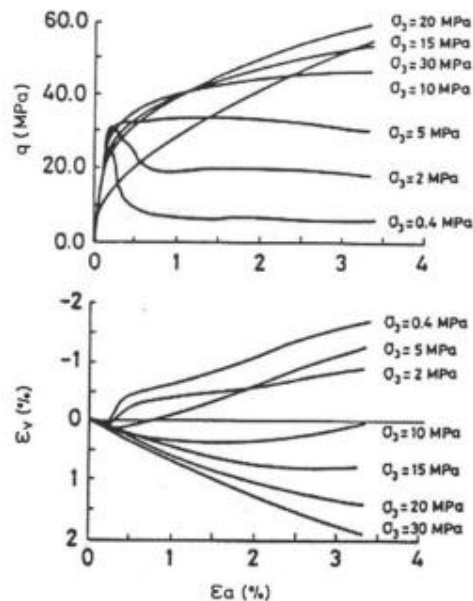


Figura 2.3. Curvas tensão-deformação e variação volumétrica em ensaios triaxiais sob várias tensões de confinamento para um calcário poroso (Kavvasdas, 2000; baseado em Elliot; Brown, 1985)

2.2.1. Solos Residuais Cimentados

Segundo Vaughan (1985), o padrão de comportamento observado nos resultados de ensaios realizados em solos residuais é compatível com aqueles obtidos em solos que apresentam ligações fracas entre as partículas. Em se tratando de solos residuais essas ligações são herdadas da rocha de origem ou formadas por cimentação desenvolvida no processo de intemperismo.

Lee e Coop (1995) afirmam que, mesmo sem a presença de agentes cimentantes, as partículas de alguns solos residuais podem ser mantidas juntas devido ao embricamento “*interlocking*” existente numa escala microscópica. Esse embricamento resulta da ausência de erosão e transporte na gênese dos solos residuais, o que implica na formação de partículas angulares a sub-angulares. Em outros casos, como quando se trata de minerais argilosos, as ligações entre as partículas são feitas através de forças eletrostáticas.

Viana da Fonseca e Coutinho (2008) apresentando uma visão geral sobre a caracterização de solos residuais afirmaram que há muitos mecanismos que conduzem à cimentação. A cimentação é uma consequência natural do envelhecimento e os efeitos que se seguem a diagênese em solos. A maioria dos solos naturais têm algum grau de cimentação inter-partículas. O comportamento tensão-deformação, rigidez e tendência a mudança de volume dos solos pode ser drasticamente afetada pelo grau de cimentação. Enfatizam que o comportamento tensão-deformação, a resistência ao cisalhamento e a tendência a mudança de volume dos solos pode ser drasticamente afetada pelo grau de cimentação. Duas regiões – citando Santamarina (2001) – podem ser identificadas: a região controlada pela cimentação em baixo confinamento e a região controlada pela tensão em alto confinamento. Na região controlada pela cimentação a rigidez do cisalhamento em pequenas deformações pode aumentar de uma ordem de magnitude, a resistência é controlada pela cimentação, a flambagem das cadeias é impedida (menor contração inicial de volume) e o solo tende a frear em bloco (imediatamente após a quebra, a porosidade interna do bloco é nula, portanto o cisalhamento tende a causar alta dilatação, mesmo se o solo cimentado dentro dos blocos tem índice de vazios alto).

Conforme Viana da Fonseca (1998) fundamentalmente, solos cimentados são solos evoluídos, com as propriedades mecânicas mudadas irreversivelmente, mesmo o mais elementar, tais como o módulo de elasticidade com o nível de tensão. A espessura da cimentação pode ser relacionada ao módulo cisalhante do solo. Os valores do módulo cisalhante ($G_{\text{máx}}$ ou G_0 uma função de V_s) obtidos de ensaios sísmicos in situ, tais como *Cross-hole*, pode ser muito próximos dos valores obtidos em laboratório com ensaios de coluna ressonante ou ensaios triaxiais com o uso de *bender elements*. Medidas dos valores de $G_{\text{máx}}$ são maiores do que os valores previstos por outros métodos desenvolvidos para solos transportados, tais como aqueles propostos por Hardin (1978), ambos em solos saprolíticos ou em solos lateríticos, por mais de 300% (Barros e Hachich, 1996). A sucção e a cimentação (por ferro e alumínio presente normalmente em solos lateríticos) alegam ser responsáveis por essa diferença.

Viana da Fonseca e Coutinho (2008) analisando a cimentação em solos naturais afirmam que a coesão não é um simples conceito como a maioria sente. Em sua proposição Santamarina (1997) aponta o paradoxo perigoso do conceito “solos coesivos”, concluindo que o sentido comum por trás dos solos coesivos e o preconceito da realidade percebida trás uma incerteza do conhecimento. Como referido por Santamarina (1997) e atualizado por Locat et al. (2003), coesão em um solo pode vir de diferentes fontes. Seis são apontadas por autores mais recentes. A primeira é devida a forças eletrostáticas fornecida pela resistência ao contato, atração de Van der Waals e forças da camada dupla, relacionadas a concentração iônica dos fluidos nos poros (somente em solos coesivos). A segunda é a cimentação, que é a aderência química, a cimentação devida a litificação do solo em torno das partículas e nos contatos e processos físico-químicos que são criados pela diagênese ou intemperismo e podem ser encontrados em ambos os solos coesivos e granulares e podem ser gerados durante ou depois da formação do solo. A terceira é a aderência de partículas de argila ao redor de partículas maiores de silte ou areia, também chamadas *clay bounding*. 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 seqüências de agregados maiores. Outro processo, chamado *arching* será considerado como parte da componente do atrito. A sexta fonte da coesão é causada pela sucção (ou poro-pressão negativa em condições parcialmente saturadas) as quais podem resultar em coesão aparente. Algumas das fontes acima são bem

conhecidos, e Viana da Fonseca e Coutinho (2008) expandiram ainda como fontes: a adesão e cimentação de contato. O primeiro autor citado observa, contudo, que alguns sinais de coesão não são reais, mas reflexos decorrentes de outros fenômenos: cisalhamento não drenado - quando a velocidade de carregamento exceder a velocidade de dissipação da poro-pressão; 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 espécimes mais fofos.

Santos Jr. et al. (2004a) apresentaram e discutiram 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. As curvas tensão-deformação obtidas nos ensaios mostraram um comportamento dependente do nível de tensão de adensamento isotrópico. Para níveis de tensão confinante abaixo da tensão de escoamento no ensaio de compressão isotrópica, o comportamento do solo, tanto na forma das curvas tensão-deformação como na variação do volume ou da poro-pressão, é similar ao observado em materiais pré-adensados. Para níveis de tensão acima do escoamento, o solo apresenta comportamento normalmente adensado. Como não há registro de pré-adensamento na história geológica desse solo o comportamento observado foi atribuído a efeitos estruturais herdados da rocha de origem (ligações entre as partículas). Para baixos níveis de tensão o solo apresentou um comportamento inicialmente linear e mais rígido, atingindo o valor máximo de resistência com pequenas deformações axiais, seguido de amolecimento até o valor correspondente ao estado crítico, com grandes deformações. Verificou-se um escoamento pouco antes da estrutura. A deformação volumétrica a princípio é de compressão, seguida de expansão até a condição do estado crítico. Para níveis de tensão mais elevados, acima do escoamento no adensamento isotrópico, o comportamento inicial mais rígido não existe e a variação de volume é de compressão do início ao fim dos ensaios. Os resultados plotados nos espaços $p' \times q$ e $v \times p'$ permitiram a definição da linha dos estados críticos para o solo, onde foi obtido $M = 1,34$. Nesse trabalho os resultados dos ensaios foram analisados à luz da teoria dos estados críticos, tendo sido identificada a superfície de escoamento plástico, abaixo da qual o solo apresenta comportamento elástico e acima o comportamento é plástico.

Futai et al. (2007) estudaram o comportamento de um solo tropical de origem residual exclusivamente por meio de ensaios de laboratório com drenagem bem controlada. Este perfil de solo, localizado perto de Ouro Preto, Sudeste do Brasil, tem duas camadas distintas, uma laterítica (horizonte B) com cerca de dois metros de espessura, e outra com solos saprolíticos (horizonte C), que pode atingir profundidades de até quarenta metros. Medições de porosimetria e as curvas características foram úteis na definição da microestrutura dos solos. A Resistência ao cisalhamento foi avaliada por meio de ensaios triaxiais consolidados isotropicamente em condições drenadas e não drenadas realizados sob solos saturados e não saturados (sucção controlada). A fim de avaliar a influência da estrutura natural do solo sobre o comportamento do solo, uma série de ensaios triaxiais drenados e não drenados foram realizados em amostras compactadas. Estados limites normalizados foram utilizados para identificar o comportamento isotrópico e anisotrópico. Conceitos de Estados críticos forma usados na interpretação do comportamento saturado e não saturado desses solos. Quanto ao comportamento saturado dos solos concluíram que: a) O solo tropical do horizonte B é composto de uma argila avermelhada e o solo do horizonte C é um solo saprolítico residual de gnaiss. Os solos do horizonte B exibiram contração volumétrica em ensaios triaxiais drenados e poropressão positiva, esse excesso de poropressões foram gerados em ensaios triaxiais não drenados; b) Os solos do horizonte C exibiram um comportamento dilatante nos ensaios triaxiais não drenados sob tensões efetivas de confinamento de até 100 kPa. A trajetória de tensões nos ensaios não drenados também mostrou um comportamento de solo pré-adensado para tensões efetivas de confinamento de até 400 kPa. Trajetórias de tensões tenderam à direita para valores baixos de tensão efetiva e em valores intermediários de tensão efetiva são mais verticais; c) Ensaios triaxiais em amostras intactas resultaram em envoltórias de ruptura curvas. Entretanto, para tensões efetivas até 400 kPa as envoltórias de ruptura foram lineares com uma boa aproximação; d) Valores do intercepto de coesão variaram entre 5 e 7 kPa para o horizonte B e entre 8 e 20 kPa para o horizonte C, que é compatível com a mais baixa plasticidade e menor índice de vazios do horizonte C; e) Os valores médios dos ângulos de atrito do horizonte B e C são respectivamente $28,6^\circ$ e $30,1^\circ$, resultados compatíveis com a maior quantidade de argila no horizonte B; f) A não linearidade da linha de estados críticos no espaço de tensões $q:p'$ foi notada; g) Curvas de estado limite para solos do horizonte B estão centradas no eixo hidrostático, mas curvas de estado limite para o horizonte C exibiram comportamento anisotrópico. Amostras compactadas

mostraram curvas de estado limite anisotrópica para o horizonte B e C como um resultado da anisotropia induzida pela tensão causada pela compactação.

Oliveira et al. (2010) estudaram as características de um solo residual jovem de gnaiss naturalmente cimentado. Os blocos de solo foram coletados no pé de um talude no Parque do Penhasco, Leblon, Rio de Janeiro e apresenta uma xistosidade claramente visível, característica da rocha de origem com linhas intercaladas de coloração vermelha e amarela, respectivamente óxido e hidróxido de ferro, que funcionam como agentes cimentantes. No Brasil, os solos residuais são encontrados ao longo de todo seu território, estes solos podem ocorrer em perfis de intemperismo com espessuras elevadas que podem alcançar até cem metros. A cimentação, presente na maioria dos solos residuais é uma importante característica que influencia seu comportamento geotécnico. Foram realizados ensaios triaxiais com instrumentação interna à câmara triaxial, seguindo-se duas diferentes trajetórias de tensão. A resistência da cimentação no solo é interpretada de acordo com a sua máxima taxa de expansão volumétrica para diferentes níveis de tensão efetiva confinante. A análise da rigidez do solo a medida que se deforma mostra padrões de comportamento semelhantes aos encontrados em solos residuais jovens de arenito com origem eólica. A maior rigidez e resistência do ensaio com tensão efetiva de confinamento de 70 kPa pode ser explicada pelo maior grau de cimentação existente, verificado através de sua máxima taxa de expansão volumétrica.

Lee e Coop (1995) estudaram o comportamento de solos residuais de granito através de ensaios sobre amostras reconstituídas (solo desestruturado) e concluíram 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.

2.2.2. Solos Sedimentares Cimentados

Clough et al. (1981) estudaram o comportamento de areias cimentadas (naturais e artificiais) por meio de ensaios triaxiais, compressão simples e de tração. Mostraram que o aumento da intensidade da cimentação resulta no aumento da rigidez e da resistência de pico. Relataram ainda que o arranjo interno e o tamanho das partículas também exercem forte influência sobre essas características. Concluíram que solos com maior presença de finos tinham uma melhor cimentação natural e que tendências básicas observadas no comportamento tensão-deformação e mudança de volume das areias naturalmente cimentadas também são observadas em areias artificialmente cimentadas.

Segundo Clough et al. (1981) a rigidez e a resistência de pico aumentam com o aumento da pressão confinante em areias moderadamente e fracamente cimentadas. Uma areia fracamente cimentada apresenta um modo de ruptura frágil a baixas pressões confinantes com uma transição dúctil em altas pressões confinantes.

Clough et al. (1981) observaram ainda que, areias cimentadas são encontradas em diversos locais no mundo e possuem a habilidade de suportar taludes naturais íngremes. O estudo de areias fraca ou fortemente cimentadas é diretamente ligado a problemas de estabilidade de taludes, que se reveste de vital importância em locais onde ocorre a ocupação do topo ou ocupação próxima as bordas de falésias ou taludes compostos por esses materiais.

Ensaio triaxiais convencionais e segundo várias trajetórias de tensões realizados em amostras com cimentação calcárea natural realizados por Airey (1993) mostraram que o grau de cimentação aumentou o módulo de cisalhamento e a tensão de escoamento plástico.

Malandraki e Toll (2000) utilizaram o conceito de superfície de escoamento plástico e da mesma forma que Coop e Atkinson (1993) identificaram zonas de comportamento que relacionam tensões com as ligações entre partículas e a resistência dos solos cimentados.

Collins e Sitar (2009) investigaram as propriedades geotécnicas de areias cimentadas em taludes íngremes com o objetivo de avaliar a estabilidade de falésias compostas de areias fracamente e moderadamente cimentadas, em um caso de erosão costeira conduzido em falésias localizadas na Califórnia Central (Figura 2.4). Definiram a areia fracamente cimentada como tendo uma resistência à compressão não confinada (UCS) inferior a 100 kPa e areia moderadamente cimentada como tendo UCS entre 100 e 400 kPa.

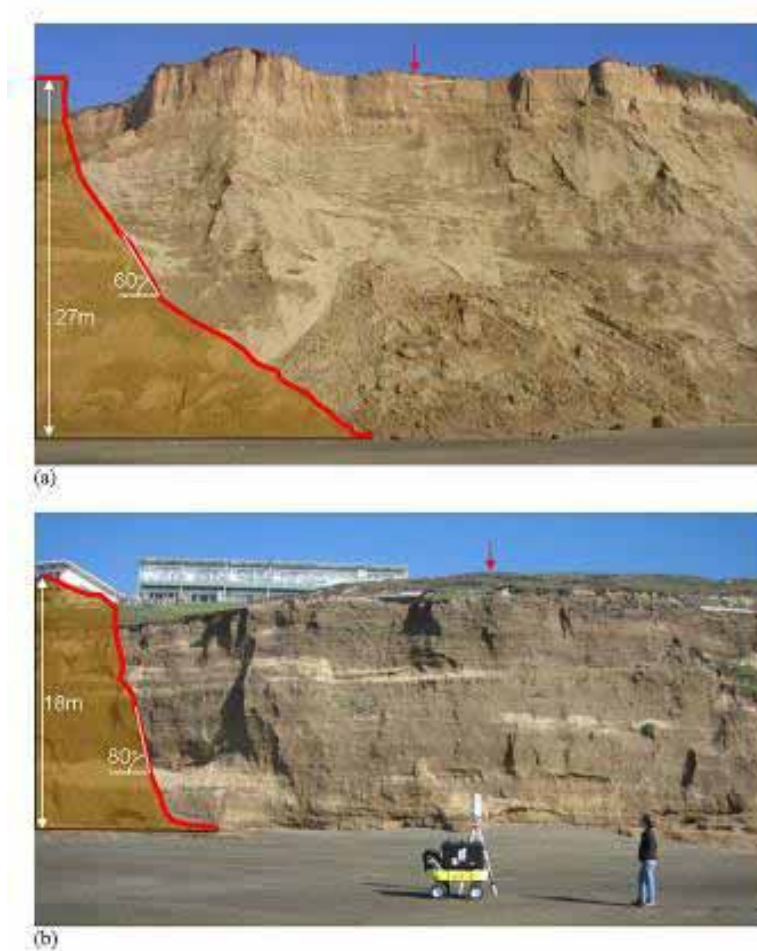


Figura 2.4. Falésias na Califórnia Central: a) falésia de areia fracamente cimentada com erosão no pé da encosta e modo de ruptura cisalhante; b) Falésia de areia moderadamente cimentada e modo de ruptura esfoliação-tração, em frente equipamento coletor de dados terrestre para traçado de perfis topográficos de alta resolução

2.2.3. Dificuldade de Modelagem de Perfis de Solos Cimentados

Almeida et al. (2011b) afirmam que o projeto geotécnico é baseado em investigações de campo e ensaios de laboratório, que proporcionam uma visão razoável do perfil do solo e uma estimativa realista das propriedades geotécnicas de cada camada componente.

Um dos pontos em aberto no estudo de solos estruturados é encontrar um modelo teórico que relacione resistência e deformabilidade de cada elemento do perfil geotécnico com a mudança contínua dos valores das variáveis (por exemplo, índice de vazios e nível de cimentação) com a profundidade. Um modelo que não apenas descreva o comportamento de um elemento de solo isolado, mas sim o comportamento de todo um perfil de solo (ROTTA ET AL., 2001).

Nesse caso, para estabelecer um modelo teórico para um perfil de encosta deve-se levar em conta, além das variáveis citadas, os efeitos da variação do nível piezométrico ao longo do tempo, da variação das cargas aplicadas por um longo período de tempo, do intemperismo e de diversas outras causas de desestruturação do solo aplicável a cada caso em particular.

Pinyol, Vaunat e Alonso (2007) apresentam um modelo constitutivo para rochas argilosas brandas que incluem os efeitos do intemperismo. Este modelo foi desenvolvido para simular o comportamento constitutivo de materiais transacionais como argilas cimentadas. O modelo tem sido usado para mostrar algumas características relevantes de rochas brandas argilosas: rigidez e degradação da resistência durante carregamento e reação aumentada durante descarregamento, e os efeitos dos ciclos secagem-umedecimento sobre a rigidez e degradação da resistência.

Santos Jr. et al. (2004b) estudaram um modelo de comportamento para um solo residual da encosta do Soberbo, utilizando ensaios triaxiais que simulam a elevação do nível piezométrico e da variação cíclica de poro-pressão em taludes. Os ensaios mostraram que o solo estudado pode apresentar ruptura abaixo da superfície de escoamento plástico quando é submetido a carregamento cíclico ou o estado de tensão é mantido durante um longo período de tempo (fluência). A ruptura por acréscimo de

poro-pressão é essencialmente dilatante, a condição drenada é a mais crítica para ruptura por “*creep*” e que é possível a perda de resistência por ciclagem de poro-pressão quando o estado de tensão durante a ciclagem ocorre abaixo da superfície de escoamento plástico. Essas observações indicam que a superfície de escoamento plástico depende da velocidade de carregamento, do tempo de atuação das cargas ou da sua repetição.

Weng et al. (2005) ao caracterizarem o comportamento de deformação de arenitos terciários identificaram que os mesmos possuem comportamento de deformação diferentes das rochas duras, especialmente a quantidade relativamente maior de dilatação volumétrica durante o cisalhamento. Tal excesso de dilatação contribui para o aumento da coroa durante a escavação do túnel e é responsável por vários casos de túneis que tem seu diâmetro reduzido quando escavados em arenitos terciários. O comportamento de deformação de 13 amostras de arenitos terciário foi estudado. Para distinguir a deformação volumétrica induzida pela tensão hidrostática ou tensão de cisalhamento, bem como para se decompor as componentes de deformação elástica e plástica técnicas especiais experimentais foram adotadas, incluindo ensaios de cisalhamento puro e ciclos de carga-descarga. Os resultados experimentais revelaram que a deformação exibida pelo arenito terciário apresenta as seguintes características: (1) significativa dilatação cisalhante, especialmente dilatação de cisalhamento elástica; (2) deformação plástica e elástica não-linear; (3) deformação plástica ocorre antes do estado de ruptura. Além disso, as características da deformação plástica foram inferidas a partir dos resultados experimentais e como resultado, a geometria da superfície de potencial plástica e o estado de endurecimento foram determinadas. Um modelo constitutivo, envolvendo deformações plásticas/elásticas não-linear e deformação volumétrica induzida pela tensão de cisalhante é proposto. Este modelo proposto simula o comportamento de deformação cisalhamento-dilatação de rochas razoavelmente bem. Além disso, uma versatilidade do modelo proposto para os ensaios, inclui variáveis de tensão hidrostática e trajetórias de tensões, indicam que o modelo proposto é capaz de prever o comportamento deformacional para várias condições.

Collins e Sitar (2009) ao avaliar a estabilidade de falésias compostas de areias fracamente e moderadamente cimentadas, em falésias localizadas na Califórnia Central tentaram estabelecer um modelo de comportamento para as falésias e concluíram que

em geral as propriedades geotécnicas de areias fracamente e moderadamente cimentadas são semelhantes, independentemente da configuração das falésias. A maioria dos parâmetros, por exemplo, não são específicos de falésias, com exceção do grau de saturação (teor de umidade), o qual varia com a profundidade em uma face de falésia. Considerando que esta característica não foi investigada pelos autores desse estudo, observaram que Hampton (2002), mostrou que ocorrem aumentos do teor de umidade gravimétrico de 1-3% entre a face da falésia e um ponto algo em torno de 20-50 cm dentro da face da falésia. Isto, provavelmente, desempenha um papel no desenvolvimento e diminuição das tensões de tração na face da falésia. Mostraram que os resultados do programa de ensaios de laboratório destacaram a contribuição dos parâmetros de resistência para a estabilidade da falésia.

Em primeiro lugar, a UCS (resistência à compressão não confinada) oferece uma indicação da contribuição relativa da coesão através da cimentação e da estrutura do solo. Falésias compostas de solos com baixa UCS (fracamente cimentadas) são mais propensas a ser regidos pela sua componente de atrito, enquanto que as compostas de materiais de alta UCS (moderadamente cimentadas) são susceptíveis de serem mais dependentes de sua coesão e, potencialmente, a sua resistência à tração relacionada

Assim, ao avaliar a estabilidade das falésias de areia fracamente cimentadas, a coesão e a resistência à tração não devem ser excessivamente consideradas para impedir a ruptura, especialmente se os sedimentos são expostos à água. Os processos físicos, como por exemplo, escavação ou erosão no pé do talude, estarão mais provavelmente governando a estabilidade. No entanto, em areias moderadamente cimentadas, coesão relacionada à resistência à tração desempenha um papel importante na manutenção da integridade das encostas íngremes e falésias e a estabilidade é, provavelmente, regida pelas condições ambientais, tais como o escoamento superficial ou percolação subterrânea. Em ambos os casos, rupturas frágeis, de acordo com os resultados dos ensaios, devem ser esperadas.

Em segundo lugar, observaram os autores, para ambos os materiais (areias moderadamente e fracamente cimentadas), os parâmetros de resistência de Mohr-Coulomb são similares entre aqueles obtidos usando ensaios triaxiais convencionais ou os ensaios propostos triaxial FSP (trajetória de tensão de campo). No entanto, a resposta

mais frágil em condições FSP, leva a concluir que a ruptura pode ocorrer em deformações menores do que aquela obtida na compressão triaxial convencional. Falésias de areias tipicamente cimentadas ao romperem sob condições FSP, na maioria das vezes, muito perto da face da falésia, em condições de pequena deformação, podem não ser detectável por observação (ex: trinca de tração). Entretanto, ambos os modos de ruptura devem ser cuidadosamente monitorados e analisados (ex: sensores de alta resolução).

Finalmente, Collins e Sitar (2009) observaram que a influência do umedecimento sobre a resistência do material estava bem estabelecida para ambos os materiais, com resultados importantes para a estabilidade da falésia. Independentemente do modo de ruptura, seja compressão, tração ou cisalhamento, todos os parâmetros de resistência em areias cimentadas, com exceção do ângulo de atrito, decrescem com o umedecimento em até 100% para a areia fracamente cimentada e entre 50 e 80% para areia moderadamente cimentada. Martins et al. (2005) e Lin et al. (2005) também mediram decrescimento similar nessas propriedades em solo residual de arenito e arenitos fracos, respectivamente. Por conseguinte, deve-se esperar que a estabilidade da falésia também decrescerá com o umedecimento. Esta condição deve ser modelada de forma adequada em ambos os estudos, de mitigação de risco ou projeto de engenharia. Em resumo, o grau de cimentação encontrado varia dentro das areias e pode se manifestar através de diferentes modos de ruptura; qual modo de ruptura deve ser esperado e modelado, dependerá diretamente da compreensão do grau de cimentação e as condições ambientais presentes no campo.

2.3. Solos Cimentados Artificialmente

O estudo do comportamento de solos estruturados em amostras naturalmente cimentadas é de difícil realização, pois a amostragem promove danos à própria estrutura do material (Clayton, Hight e Hopper, 1992). Além do mais, diversos solos apresentam uma grande heterogeneidade. Portanto, diversos estudos têm sido conduzidos com materiais artificialmente cimentados com vistas a eliminar a perturbação e a heterogeneidade presentes nas amostras indeformadas.

Clough et al (1981) ao estudar amostras de areia artificialmente cimentadas

com o objetivo de verificar os efeitos da quantidade de agente cimentante e da densidade da areia na matriz de solo. Concluíram que o comportamento de uma areia cimentada é fortemente influenciado pela quantidade de agente cimentante, densidade da areia, pressão confinante e distribuição granulométrica. A introdução de um agente cimentante na areia produz um material com dois componentes de resistência, um devido ao próprio cimento e outro devido ao atrito. O ângulo de atrito de uma areia cimentada é similar aquele de uma areia não cimentada.

Huang & Airey (1993) observaram que os principais efeitos da cimentação, são de aumentar a rigidez, resistência de pico e aumentar o tamanho da superfície de plastificação para pressões confinantes menores que a pressão de pré-adensamento. Para pressões confinantes mais altas as partículas de cimento têm, aparentemente, efeitos muito menores no comportamento. Observaram ainda, que a deformação de pico aumenta com o aumento do peso específico e que é difícil compreender o comportamento do solo-cimento por causa de sua variabilidade, variação de resistência e densidade das amostras. Esta variabilidade pode ocorrer em distâncias muito pequenas e a dificuldade em determinar o grau de cimentação faz do material natural geralmente inadequado para investigação do comportamento destes solos.

Coop e Atkinson (1993) com base em ensaios realizados sobre areias carbonáticas cimentadas artificialmente mostraram que a direção da trajetória de tensões, as condições de drenagem e a tensão confinante afetam a resistência de pico. Os resultados indicaram também que o comportamento tensão – deformação das amostras cimentadas depende da posição inicial do estado de tensão do solo em relação à superfície de escoamento plástico das ligações. Em altas deformações, ambas as amostras cimentadas e não cimentadas atingiram o estado crítico ou estado último.

Lo e Wardani (2002) estudaram o comportamento mecânico de um silte fracamente cimentado por uma mistura de cimento e cinzas volantes. Foram realizados ensaios triaxiais drenados e não drenados. Ensaio especiais com tensão efetiva zero foram conduzidos, para medir diretamente a contribuição da cimentação entre os grãos e para avaliar rigidez e resistência. Os solos cimentados foram inicialmente menos dilatantes que seus respectivos solos originais, mas eventualmente tornaram-se mais dilatantes. Os dados da resistência ao cisalhamento seguem uma superfície de ruptura

curva em altas tensões no solo original. Esta característica pode ser atribuída a um modelo de ruptura que leva em conta a contribuição do agente cimentante dividindo-o em duas partes, cimentação verdadeira e aumento na velocidade de dilatação na ruptura. Ambas as partes degradam com o aumento da tensão confinante, mas em diferentes velocidades.

Cuccovillo e Coop (1997) afirmam que pesquisas demonstram sem ambigüidade que solos cimentados podem ser modelados pelo princípio das tensões efetivas. O agente cimentante aumenta a coesão efetiva. No entanto, evidências experimentais sugerem que ocorre a destruição da cimentação entre os grãos do solo em pequenas deformações. Alguns pesquisadores relatam que o agente cimentante tem um efeito negligenciável sobre o ângulo de atrito de pico outros relatam que o agente cimentante conduz a um significativo aumento do ângulo de atrito de pico.

Lade e Overton (1989) apresentam dados para um material granular fortemente cimentado (e bem compactado) ensaiado em altas tensões de confinamento (1.720 a 10.500 kPa). A superfície de ruptura foi considerada curva em relação ao solo original. Por conseguinte, a influencia do agente cimentante na coesão e ângulo de atrito depende da escala de pressão usada para linearizar a superfície de ruptura. Estas observações, se igualmente aplicadas para solos fracamente cimentados ensaiados em tensões confinantes menores do que 1.000 kPa, oferecerão uma explanação básica para a aparente inconsistência entre diferentes pesquisadores.

Leroueil e Vaughan (1990) demonstraram que a resposta tensão-deformação de materiais geotécnicos cimentados depende fundamentalmente do estado inicial do material em relação à curva de plastificação e à linha de estado crítico no estado desestruturado. Com base nisso, Coop e Atkinson (1993) descreveram o comportamento idealizado de um solo cimentado, Figura 2.5, dividindo-o em três diferentes classes. A primeira Classe de comportamento (3, na Figura 2.5) ocorre quando a amostra ultrapassa o seu ponto de plastificação durante a compressão isotrópica; o cisalhamento, neste caso, produz um comportamento similar ao da amostra não cimentada. A segunda classe de comportamento (2, na Figura 2.5) ocorre para um estado de tensões efetivas intermediário, no qual a quebra das cimentações se dá durante o cisalhamento; a resistência é governada basicamente pela componente friccional do solo, agora não

cimentado; a curva tensão-deformação deve apresentar um pronunciado ponto de plastificação após um trecho aparentemente elástico. Na terceira classe (1, na Figura 2.5) a amostra é cisalhada a baixos níveis de tensão efetiva em relação ao grau de cimentação; um pico ocorre a pequenas deformações e para tensões bem acima da superfície de estado limite do solo não cimentado. Todas as classes, a grandes deformações convergem para a linha de estado crítico do solo desestruturado. O comportamento idealizado apresentado na Figura 2.5 é verificado nos casos em que há predominância na estrutura do solo da cimentação sobre a componente friccional. Para o caso de predominância da componente friccional, quando o comportamento do material é governado pela dilatância, Cuccovillo e Coop (1999) sugerem o padrão de comportamento mostrado na Figura 2.6. Neste caso, picos de resistência e comportamento tensão-deformação linear são obtidos somente para baixas tensões confinantes (1, na Figura 2.6); compressão e quebra de partículas estariam limitadas a altas tensões de confinamento (3, na Figura 2.6). Para tensões confinantes intermediárias, o comportamento tensão-deformação pode ser linear no início do cisalhamento tornando-se não-linear após a quebra da cimentação (2a, na Figura 2.6), ou ser totalmente não-linear (2b, na Figura 2.6). Em ambos os casos, o pico é governado pela dilatância do material (PRIETTO, 2004).

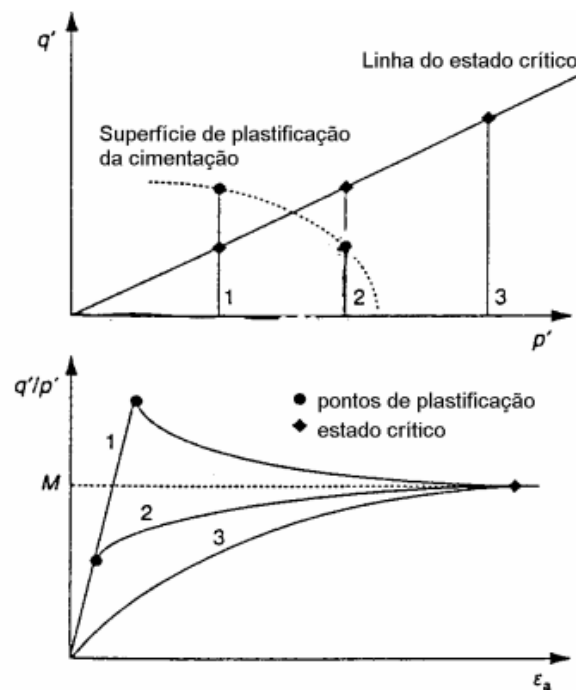


Figura 2.5. Comportamento idealizado de um solo cimentado onde o efeito da cimentação é preponderante (Prietto, 2004; baseado em Coop; Atkinson, 1993; Cuccovillo; Coop, 1999)

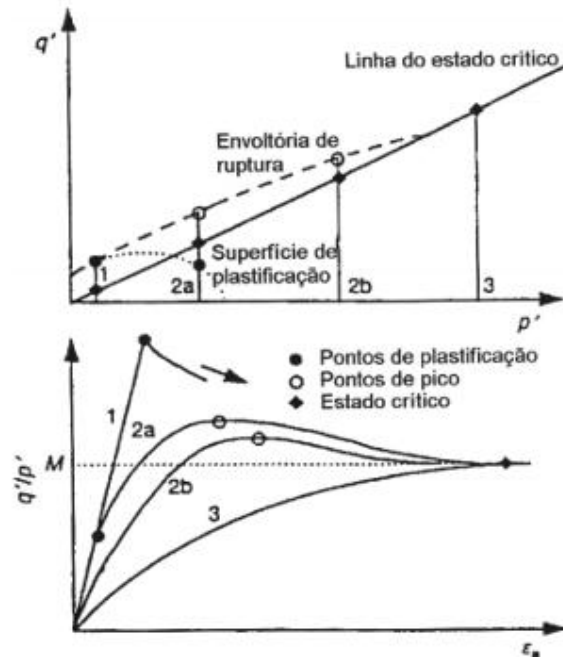


Figura 2.6. Comportamento idealizado de um solo cimentado onde o efeito da componente friccional é preponderante (Prietto, 2004; baseado em Cuccovillo; Coop, 1999)

Das et al. (1995) realizaram ensaios para determinação da resistência à tração (Ensaio Brasileiro) e de compressão simples em amostras de areias cimentadas artificialmente. Os resultados mostraram que a resistência à tração e a compressão aumentam com o aumento do teor de cimento, enquanto que as deformações na ruptura diminuem tanto na tração como na compressão.

Schnaid et al. (2001) estudaram o comportamento resistência-deformação-tensão na compressão triaxial de um solo arenoso cimentado artificialmente. Uma análise do comportamento mecânico do solo é realizada da interpretação dos resultados dos ensaios de compressão simples, compressão triaxial drenada com medidas de deformações locais e análise com microscopia eletrônica, na qual as influências do grau de cimentação e da tensão efetiva média foram investigadas. Concluíram que a resistência à compressão simples é medida direta do grau de cimentação na compressão triaxial. Consequentemente a resistência ao cisalhamento do solo cimentado medido em ensaios triaxiais convencionais pode ser expressa como uma função da resistência a compressão não confinada e o ângulo de atrito interno do material não estruturado. Demonstraram que para uma dada variação de tensões, a resistência ao cisalhamento de

solos naturalmente e artificialmente cimentados pode ser representada por uma envoltória reta de Mohr-Coulomb, definida por um intercepto coesivo, que é apenas função da cimentação, e por um ângulo de atrito que parece não ser 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. Observaram também que a deformação axial na ruptura diminui com o aumento da quantidade de cimento e com a diminuição da tensão efetiva média inicial.

Rotta et al. (2001) estudaram o comportamento mecânico de solos cimentados submetidos a compressão isotrópica e apresentaram interessante abordagem para o estudo do comportamento de solos cimentados. No estudo foram analisados os efeitos do índice de vazios e do nível de cimentação sobre o comportamento de solo cimentado artificialmente. Os resultados mostraram que há expansão da superfície de escoamento e aumento da coesão com a diminuição do índice de vazios e com o aumento do teor de cimento. Por outro lado, o ângulo de atrito não sofreu alteração.

Rotta et al. (1998) estudaram a influência da formação da matriz cimentante no comportamento tensão-deformação de solos cimentados e Consoli et al. (2000) ao estudar a influência da cura sob tensão de solos cimentados, apresentaram resultados de mistura solo-cimento curadas a diferentes tensões de confinamento. Amostras curadas sob tensão confinante aplicada apresentaram comportamento mecânico semelhante ao das amostras curadas sem tensão somente quando ensaiadas a pressões de confinamento inferiores à tensão isotrópica de plastificação. As tensões superiores, as amostras curadas sob tensão apresentaram aumento da rigidez e resistência em relação às amostras curadas sem tensão aplicada. Estes resultados mostram que o estado de tensão durante o processo de formação da matriz cimentante desempenha um papel importante no comportamento mecânico da mistura solo-cimento.

Consoli et al. (2002) discutiram a influência da cura sob tensão sobre a resposta de solos cimentados, basicamente uma areia cimentada artificialmente e os resultados dos ensaios triaxiais sugerem que a densidade de amostras cimentadas artificialmente curadas sob tensão é aumentada durante a cura.

Rotta et al. (2003) investigaram os efeitos da formação da matriz cimentada sobre a rigidez e as características de escoamento de elementos de solo situados em diferentes profundidades em um depósito natural fictício ao analisar a relação resistência-compressão-escoamento para um solo cimentado artificialmente curado sob tensão. Simularam em laboratório a formação de um depósito sedimentar no qual ocorre cimentação pós-burial sob tensão geostática. Foram realizados ensaios de compressão isotrópica em amostras moldadas com variados teores de cimento e diferentes tensões de cura sob tensão. Os resultados mostraram a importância do índice de vazios durante a formação da cimentação e também do grau de cimentação para o comportamento compressivo do solo cimentado; mostraram ainda que a variação de tensão de escoamento com o índice de vazios e teor de cimento é dependente da tensão de cura e independente da história de tensões.

Prietto (2004) realizou a análise da resistência e dilatância de solos cimentados, apresentando aspectos do comportamento mecânico de solos artificialmente cimentados (areia siltosa residual de arenito Botucatu do município de São Leopoldo-RS, areia fina quartzosa de Osório-RS e Argila silto-arenosa sedimentar do município de Cachoeirinha-RS) e concluiu que de forma geral, o comportamento tensão-deformação de um solo cimentado pode ser descrito como sendo inicialmente rígido, aparentemente linear, até um ponto de plastificação bem definido, a partir do qual o solo experimenta deformações plásticas crescentes até a ruptura, que ocorre de modo frágil para a faixa de tensões efetivas médias iniciais estudadas (20 a 500 kPa). O comportamento pós-pico observado sugere a existência de um estado último onde a tensão desvio e as deformações volumétricas se tornam estáveis com a deformação axial. As amostras ensaiadas apresentaram após a compressão inicial, um comportamento fortemente expansivo durante o cisalhamento.

Todos os aspectos analisados do comportamento mecânico do solo artificialmente cimentado foram, em maior ou menor grau, influenciados pela variação do grau de compactação, da tensão efetiva média inicial e do índice de vazios. Em alguns aspectos, como a resposta na resistência à compressão não confinada, por exemplo, verificou-se uma forte interação entre estas variáveis, isto é, o efeito de uma delas sobre o comportamento do material era dependente do nível da outra variável. A análise e interpretação dos resultados de compressão isotrópica indicam que após a

progressiva degradação do material cimentado há uma lenta, porém efetiva convergência para o estado reconstituído (PRIETTO, 2004).

Prietto (2004) também conclui que o comportamento de solos cimentados na compressão triaxial é comandado pelas contribuições relativas da cimentação, que compõe a parcela coesiva da resposta do material; a resposta preponderante do material, no entanto é governada principalmente pelo nível de tensões efetivas e pela densidade inicial. A resistência à compressão não confinada parece ser uma medida direta do grau de cimentação observado na compressão triaxial para uma faixa de índice de vazios observada. O estado crítico não foi caracterizado com rigor na investigação, o comportamento dos materiais cimentados é predominantemente frágil na ruptura, o que dificulta a determinação experimental do comportamento a grandes deformações cisalhantes, tendo em vista o desenvolvimento de zonas de localização de deformações nos corpos-de-prova ensaiados. Observou ainda, que a teoria da tensão - dilatância fornece um arcabouço com potencial muito grande na interpretação do comportamento tensão-deformação e da resistência de materiais cimentados, na medida em que incorpora a dilatância como fator importante do comportamento geotécnico de materiais cimentados.

Asghari, Toll e Haeri (2003) estudaram um solo aluvial de granulometria grossa, cimentado naturalmente, presente na cidade de Teerã, Irã. Conduziram uma série de ensaios de compressão triaxial em amostras não cimentadas, artificialmente cimentadas e desestruturadas. Cal hidratada foi usada com agente cimentante. Os ensaios demonstraram que para as amostras cimentadas artificialmente uma zona cisalhante aparece com tensões cisalhantes próximas da resistência de pico, durante o cisalhamento estas amostras sofreram dilatação em tensões confinantes menores do que 1000 kPa. Entretanto, as amostras não cimentadas e desestruturadas apresentaram contração durante o cisalhamento.

Haeri, et al. (2005) estudaram o comportamento de um pedregulho arenoso cimentado artificialmente proveniente da cidade de Teerã, Irã. Os resultados dos ensaios de compressão triaxial não drenados mostraram que a “*limiting stress ratio surface*” que é definida no estudo como a melhor linha polinomial de segunda ordem através dos pontos associados com $(q/p')_{\text{Max}}$ para cada conjunto de ensaios, para amostras

cimentadas, é curva e expande com o aumento da cimentação e densidade. A resistência à compressão não confinada de amostras cimentadas aumenta com o aumento da cimentação e da densidade.

Stavridakis (2005) avaliou parâmetros de engenharia e de estabilização com cimento de uma areia argilosa misturada sob condições saturadas e concluiu que alto teor de cimento, tempo de cura saturada maior e alto grau de compactação conduz a uma quantidade significativa de melhoramento da resistência compressiva não confinada, rigidez (curvas tensão - deformação) e durabilidade.

Stavridakis (2006) estudou uma solução para o problema da predição da adequabilidade de materiais silto-argilosos para estabilização com cimento em grandes profundidades para realização de escavações. Além das técnicas tradicionais de reforço de solos com baixa resistência e alta compressibilidade, recentemente tem sido usado métodos de estabilização com cimento em grandes profundidades, onde colunas de cimento têm sido usadas para agir como um tipo de solo reforçado. Em um esforço para prever, classificar e estudar a adequação de solos silto-argilosos estabilizados com cimento, ensaios de resistência à compressão não confinada e dispersão “*slaking*” foram conduzidos em misturas de dois tipos de argilas, caulinita e bentonita com areia argilosa. Finalmente diagramas foram preparados para estudar a variação da dispersão “*slaking*” e resistência devido à compactação, tempo de cura e porcentagem de cimento. Os resultados experimentais indicaram uma forte influência do limite de liquidez sobre a resistência à compressão não confinada. O aumento do índice de plasticidade influencia positivamente a hidratação.

2.4. Parâmetros Chave no Controle da Resistência Mecânica de Solos Cimentados Artificialmente - Influência do Fator Vazios/cimento

De acordo com Consoli et al. (2007) O fator vazios/cimento é definido pela razão entre a porosidade da mistura compactada (n) e o teor volumétrico de cimento (Ci_v); quando ajustado por um expoente, tem se mostrado adequado para avaliação da resistência à compressão simples e ao cisalhamento triaxial para os solos já estudados e apresenta grande utilidade no projeto e controle de execução de camadas de solos tratadas com cimento.

Consoli et al. (2006) estudaram a relação resistência-compressibilidade-escoamento para um solo residual de arenito intemperizado da região de Porto Alegre - RS, cimentado artificialmente e curado sob diferentes tensões, índices de vazios e teores de cimento. Realizaram ensaios de compressão isotrópica e ensaios compressivos não confinados e concluíram que para as amostras artificialmente cimentadas, a tensão de início de plastificação em compressão isotrópica é uma função do índice de vazios de cura e do teor de cimento, sendo também dependente das tensões de cura. Encontraram uma única relação entre a tensão de escoamento incremental, resistência à compressão não confinada e módulo de compressão relacionados ao teor de cimento.

Consoli et al. (2007) estudando os parâmetros de controle de resistência de solos cimentados artificialmente e Foppa et al. (2007) estudando as variáveis-chave no controle da resistência mecânica de misturas solo-cimento com solo residual da Formação Arenito Botucatu em corpos de prova rompidos na condição não saturada, realizaram ensaios de compressão simples não confinada em amostras de solos cimentados artificialmente com variados teores de cimento e graus de compactação e demonstraram que para os teores de cimento estudados a resistência à compressão simples cresce linearmente com o aumento do teor de cimento e exponencialmente com a redução da porosidade da mistura compactada. Relataram ainda, que para um dado peso específico aparente seco, geralmente um aumento na resistência é observado com o aumento do teor de umidade de moldagem até um valor máximo alcançado, após o qual a resistência decresce. Independente da quantidade de cimento utilizada o valor ótimo de umidade para o solo estudado foi de aproximadamente 11,5%. A variação do teor de umidade de moldagem afeta significativamente a resistência à compressão simples num

mesmo peso específico aparente seco. A relação água/cimento não é um bom parâmetro para estimativa da resistência à compressão simples. Ao contrário, a relação índice de vazios/cimento, para um teor de umidade de moldagem constante, definida pela razão entre a porosidade da mistura compactada e o teor volumétrico de cimento, ajustado por um expoente é o parâmetro mais adequado na estimativa da resistência à compressão simples do solo cimentado estudado.

Consoli et al. (2007) também mostraram que a efetividade da cimentação é maior nas misturas mais compactas. A água de moldagem afeta a resistência do material por alterar sua estrutura, a porosidade afeta diretamente a resistência por alterar o numero de contatos entre as partículas e, por conseguinte, a magnitude da cimentação e a distribuição de tensões na amostra. E ainda, demonstraram que as curvas entre a resistência de pico no ensaio triaxial CIU (q) e a compressão simples (q_u) em relação a $n/(C_{iv})^{0,28}$ têm formatos similares (Figura 2.7). Com a curva do triaxial posicionada acima da curva da compressão simples devido ao efeito confinante de 20 KPa. Essa diferença é mais pronunciada para valores mais altos da relação $n/(C_{iv})^{0,28}$.

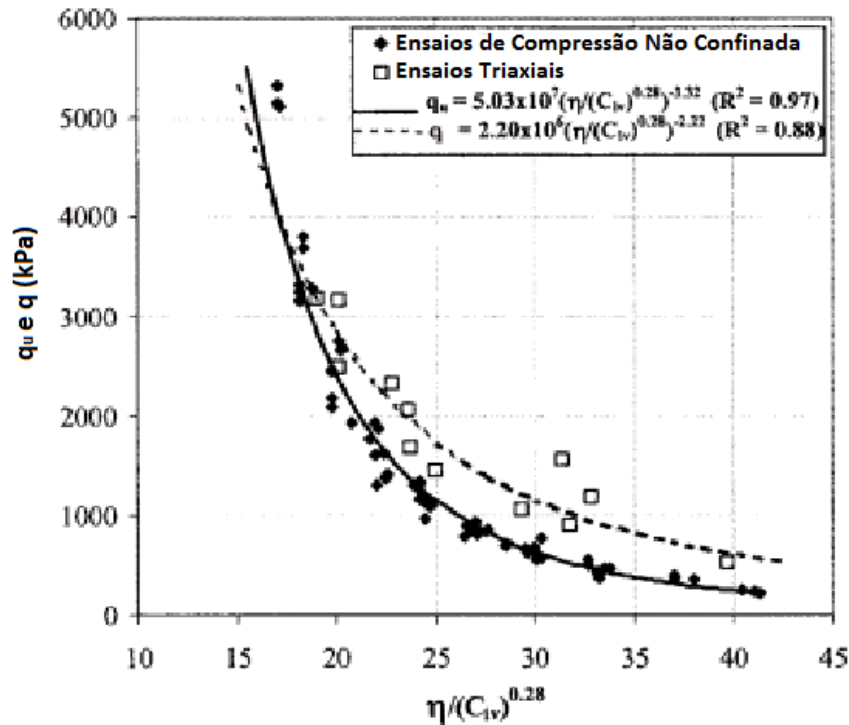


Figura 2.7. Tensão versus fator vazios/cimento expresso através da porosidade do material (n) e do teor volumétrico de cimento (SRAB)

Cruz (2008) analisando a influência de parâmetros fundamentais na rigidez, resistência e dilatância de uma areia artificialmente cimentada em ensaios triaxiais do tipo CID, concluiu que para amostras com mesmo valor vazios/cimento, o comportamento tensão-deformação é semelhante e quanto menor é o fator vazios/cimento, maior é o ângulo de atrito do material e o intercepto coesivo (Figura 2.8 e 2.9).

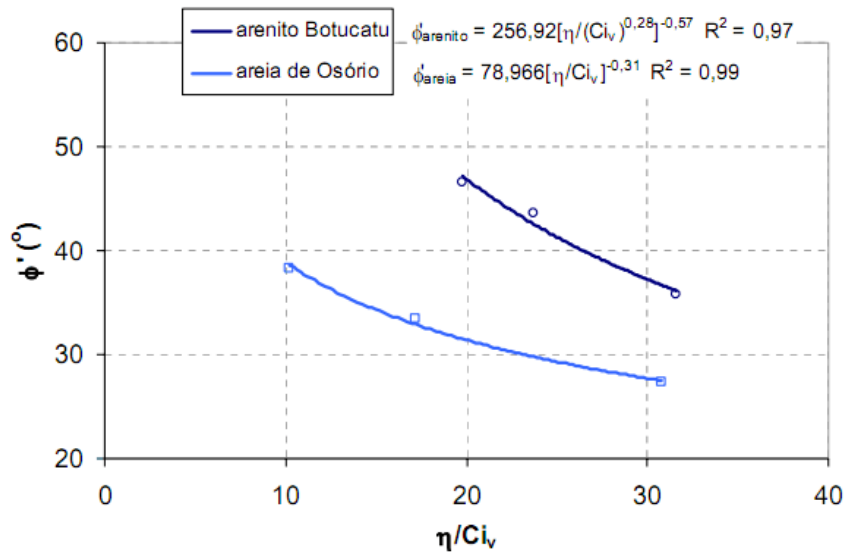


Figura 2.8. Relação Φ' versus fator vazios/cimento SRAB e areia de Osório (Cruz, 2008)

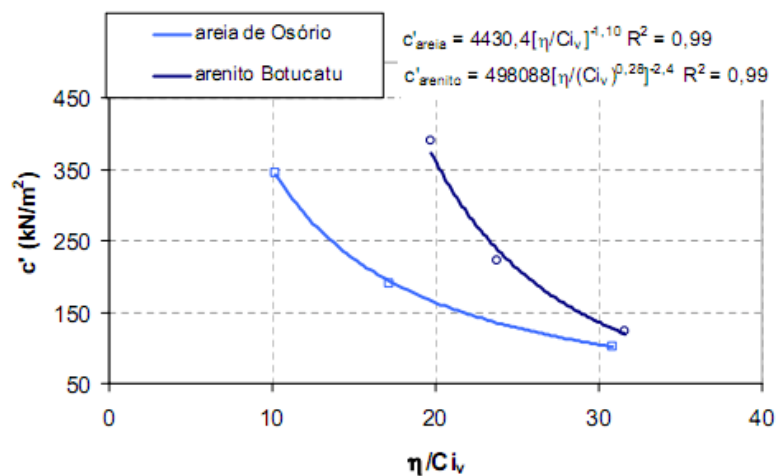


Figura 2.9. Relação c' versus fator vazios/cimento SRAB e areia de Osório (Cruz, 2008)

Cruz (2008) também observou que quanto maior a granulometria do solo, utilizando-se como referência o D_{10} dos materiais, maior é o expoente de ajuste no denominador do fator vazios/cimento ($n/(C_{i_v})^{\text{expoente}}$) nas curvas $q_u \times n/(C_{i_v})^{\text{expoente}}$ (Figura 2.10). E também ajustou as curvas para diferentes tensões desvios como mostrado na Figura 2.11 para o SRAB e para a areia de Osório (Figura 2.12).

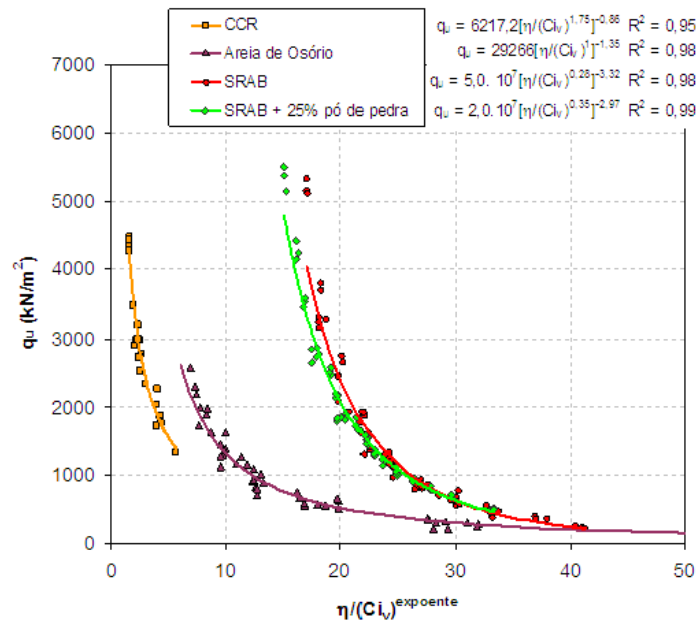


Figura 2.10. Resistência à compressão simples x fator vazios/cimento com coeficiente de ajuste das curvas para diversos materiais (Cruz, 2008).

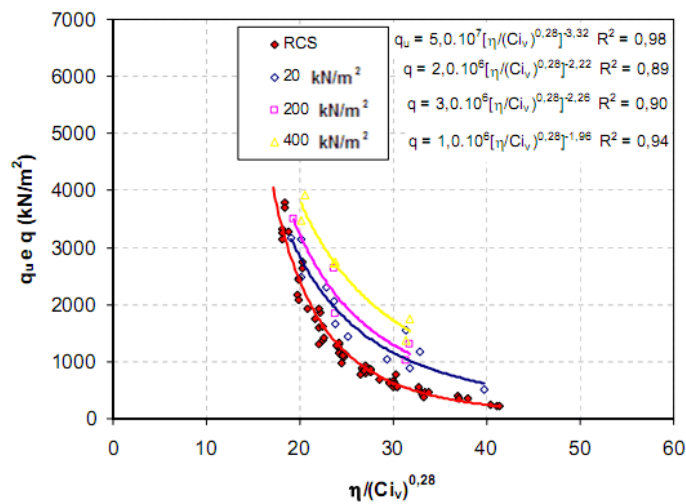


Figura 2.11. Tensão x fator vazios/cimento com coeficiente de ajuste das curvas para o SRAB diversas tensões confinantes (Cruz, 2008).

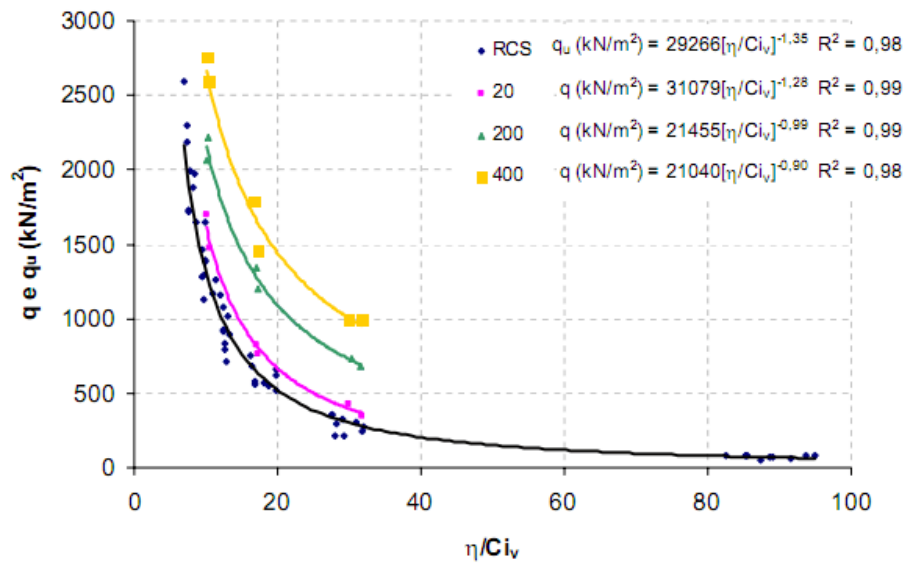


Figura 2.12. Tensão x Fator vazios/cimento da areia de Osório para as diferentes tensões de confinamento (Cruz, 2008).

Consoli et al. (2009a) estudaram os parâmetros chave para o controle da resistência de solos estabilizados com cal. A adição de cal é uma técnica atraente quando o projeto exige melhoria do solo local. O tratamento de solos com cal encontra uma aplicação, por exemplo, na construção de camadas de base de pavimentação, em proteção de encostas de barragens de terra, e como camada de fundações rasas. No entanto, não existem metodologias de dosagem com base em critérios racionais como existe no caso do concreto, onde a relação água/cimento desempenha um papel fundamental na avaliação da resistência alcançada e no caso da tecnologia de solo-cimento, onde o fator vazios/cimento mostrou ser um bom parâmetro para a estimativa da resistência à compressão não confinada. Neste estudo os autores quantificaram a influência da quantidade de cal, a porosidade e o teor de umidade sobre a resistência à compressão não confinada de um solo areno argilosos e avaliaram o uso da relação água/cal e uma relação vazios/cal. Uma série de ensaios de compressão não confinada e medidas de sucção matricial foram realizadas. Os resultados mostraram que a resistência à compressão não confinada aumentou linearmente com o aumento do teor de cal, bem como com a redução da porosidade da mistura compactada. A mudança no teor de umidade não apresentou um efeito óbvio sobre a resistência à compressão não confinada das misturas compactadas na mesma densidade seca. Mostraram que a resistência à compressão não confinada para a mistura solo-cal aumenta linearmente

com o teor de cal, bem como com a redução da porosidade da mistura compactada. A mudança no teor de umidade não apresentou um efeito óbvio na resistência à compressão não confinada da mistura compactada na mesma densidade. Mostraram que a relação água/cal não é um bom parâmetro para a avaliação da resistência à compressão não confinada. Em contraste, a relação vazios/cal, definida como a relação entre a porosidade da mistura compactada e o teor volumétrico de cal, é demonstrada ser o parâmetro mais adequado para avaliar a resistência à compressão não confinada das misturas solo/cal estudadas.

Consoli et al. (2009b) estudaram os parâmetros fundamentais para o controle da resistência e rigidez de uma areia cimentada artificialmente. Observaram que o tratamento de solos com cimento é uma técnica atraente quando o projeto exige melhoria do solo local para a construção de sub-grades de trilhos, como uma camada de suporte para fundações rasas e para evitar a liquefação de areia. Neste estudo os autores ampliaram a metodologia de dosagem única com base em critérios racionais, apresentada por Consoli et al. em 2007, ao quantificar a influência do fator vazios/cimento no módulo cisalhante inicial (G_0) e dos parâmetros de resistência efetiva de Mohr-Coulomb (c' , Φ') em uma areia artificialmente cimentada. Uma série de ensaios de compressão triaxial com medidas de *bender elements* foram realizadas. Mostraram que o fator vazios/cimento definido como a razão entre o volume de vazios da mistura compactada e o teor volumétrico de cimento é um parâmetro adequado para avaliar tanto a rigidez inicial como a resistência efetiva da mistura areia-cimento estudada.

Rios Silva et al. (2009) analisando propriedades de resistência e rigidez de uma areia siltosa de solo residual do granito do Porto, estabilizado com mistura de solo-cimento mostraram através de ensaios triaxiais drenados que há dois padrões de rigidez dependendo do teor de cimentação. Amostras altamente cimentadas, aumentam a rigidez com o aumento do nível de tensões, enquanto em amostras com baixa cimentação a rigidez decresce, mostrando que a estrutura fornecida pela cimentação quebra com o aumento da tensão confinante. Nos ensaios de compressão não confinada foi mostrado que há uma influência similar tanto na rigidez quanto na resistência e as velocidades das ondas P, das quais o módulo cisalhante máximo foi deduzido para diferentes valores do coeficiente de Poisson indicou a mesma tendência. Confirmaram

ainda as conclusões de Consoli et al. (2007) que o índice baseado na razão vazios/cimento parece ser adequado para análises de misturas solo-cimento. Com relação à avaliação da ruptura, duas principais envoltórias foram identificadas para duas diferentes razões vazios/cimento, no entanto, ambas as envoltórias mostram ângulos de atrito elevados (42° e 43°) e alto intercepto de coesão (520 kPa e 228 kPa) derivado da cimentação.

Cruz e Consoli (2010) apresentaram uma metodologia de dosagem de um solo cimentado submetido à tração e afirmam que inúmeras são as utilizações de um solo cimentado, que vão desde a prática tradicional da engenharia geotécnica, com fundações com base de solo reforçado, passando por reforço de solos em sub-bases rodoviárias, e em menor proporção, mas com grande utilidade, nas técnicas de remediação de solos contaminados, técnica conhecida como solidificação e estabilização ou somente encapsulamento de solos. Além da engenharia geotécnica, o solo cimento também é utilizado para fabricação de blocos para construção de casas, como uma alternativa que traz vantagens econômicas. Para o seu uso correto afirmam que deve-se ter cuidado tanto na escolha dos materiais constituintes quanto na dosagem correta dos mesmos, caso contrário, as características mecânicas desejadas podem não ser atingidas, ou no caso de blocos de solo cimento, além de suas características mecânicas, pode haver a desagregação do mesmo ocasionando a ruína da construção. A metodologia de dosagem que os autores propuseram utilizar uma dosagem baseada em dois fatores, a resistência e o fator “vazios/cimento”. Este por sua vez, através de uma curva, relaciona dois parâmetros da mistura, o primeiro parâmetro é a porosidade, que indica o grau de compactação do material, o segundo é o volume de cimento, que indica a quantidade de cimento. Para tanto com esta curva o engenheiro pode definir a dosagem baseada na resistência desejada, ou vice-versa, pode definir a resistência em função de uma dosagem pré-definida. O material utilizado no estudo foi a areia de Osório cimentada, material muito utilizado na região de Porto Alegre e arredores. A areia de Osório é uma areia fina com granulometria uniforme e a ela foi acrescentado cimento Portland CPV-ARI. Foram realizados ensaios de resistência à tração por compressão diametral no material, para quantidades de cimento que variam de 1 a 9%, para uma mistura com 10% de umidade. Como resultado obtiveram a curva do fator vazios/cimento versus resistência à tração por compressão diametral. Mostraram que a referida curva pode ser utilizada na dosagem desses materiais com excelente acuidade em obras de engenharia a

que a metodologia apresentada seja adequada.

Floss et al. (2010) apresentaram uma metodologia de dosagem para solos areno-pedregulhosos cimentados. Afirmam que a técnica de solo cimento se apresenta como uma ferramenta eficaz no melhoramento de distintos solos, adequando-os às necessidades da engenharia geotécnica. O tratamento desse tipo de solo se aplica, por exemplo, na construção de bases para plataformas rodo-ferroviárias. O estudo apresentado visou quantificar a influência da quantidade do cimento e porosidade em relação à resistência mecânica da mistura. Realizaram ensaios de resistência à compressão simples com o objetivo de obter uma metodologia de dosagem de uma mistura de areia-pedregulho com cimento. Para a formação da mistura artificial, utilizaram 25% de pedregulho, 10% de areia grossa e 32,5% de areia média e fina, cimento Portland de alta resistência inicial e água destilada. Corpos de prova cilíndricos foram moldados com 10cm de diâmetro e 20cm de altura, com teores de 1, 2, 3, 5, 7 e 9% de cimento em relação a massa de solo. Concluíram que a adição de cimento implica no aumento potencial da resistência, mesmo com adição de baixa quantidade de cimento. Para as amostras mais densas, o aumento da resistência ocorre de forma mais acentuado. Em relação à porosidade, quanto maior for a quantidade de cimento, maior será o efeito da porosidade em relação a resistência à compressão simples. A relação porosidade/teor volumétrico de cimento, mostrou-se adequada para verificar a resistência à compressão simples das amostras.

Rios et al. (2010) analisando o comportamento tensão-deformação-dilatância de uma mistura de areia siltosa com cimento observaram que o tratamento de solos com cimento é uma técnica atraente quando o projeto exige a melhoria do solo local para a construção de sub-bases para trilhos, como reforço de camada de fundações rasas e para evitar a liquefação de areia. Consoli et al. (2007) estabeleceu uma metodologia de dosagem baseada em critérios racionais, onde a razão vazios/cimento desempenha um papel fundamental na avaliação da resistência à compressão não confinada. Neste trabalho os autores ampliaram aquele estudo, quantificando a influência da razão vazios/cimento, definida como a relação entre o volume de vazios da mistura compactada e o volume de cimento, na rigidez inicial, tensão-dilatância e comportamento resistência ao cisalhamento efetiva de uma areia artificialmente cimentada. Um programa de ensaios de compressão triaxial drenados e não drenados

considerando duas distintas razão vazios/cimento foi realizado com duas combinações de volumes de vazios e volumes de cimento em cada um. Isso mostrou que a resistência ao cisalhamento é única para uma dada razão vazios/cimento e que o comportamento tensão-deformação inicial e muito da relação tensão-dilatância também é similar. A razão vazios/cimento é, portanto, um parâmetro adequado para avaliar tanto tensão-dilatância como resistência ao cisalhamento efetiva da mistura areia-cimento estudada.

Consoli et al. (2010) analisando os parâmetros de controle da resistência à compressão e tração de uma areia cimentada artificialmente observa que o reforço de solos locais com cimento para a construção de bases para pavimento estabilizado, revestimento de canais e camada de suporte para fundações rasas mostra grandes vantagens econômicas e ambientais, evitando o uso de materiais retirados de outro lugar. Os autores objetivaram quantificar a influência do teor de cimento, a porosidade e o fator vazios/cimento na avaliação da resistência à compressão não confinada (q_u) e na resistência à tração (q_t) de uma areia cimentada artificialmente, bem como a avaliação da relação q_t/q_u . Executaram um programa de ensaios de tração e de compressão não confinada, considerando três índices de vazios e sete teores de cimento, variando de 1% a 12%. Os resultados dos ensaios mostraram que a função se adapta bem aos valores de q_t e q_u com aumento do teor de cimento e redução da porosidade da mistura compactada. O fator vazios/cimento demonstrou ser um parâmetro apropriado para avaliar ambos q_t e q_u da mistura areia-cimento estudada. Finalmente concluíram que a relação q_t/q_u é única para a areia-cimento estudada, sendo independente do fator vazios/cimento.

Rocha e Silva (2011) apresentou uma visão geral da caracterização geomecânica do solo cimentado artificialmente através de um vasto programa de ensaios de laboratório utilizando o solo residual do granito do Porto nas suas condições remoldadas. O programa experimental partiu de ensaios preliminares como compressão simples até medições de ondas sísmicas, ensaios triaxiais estáticos a baixas pressões bem como ensaios cíclicos. Analisou a utilização do fator vazios/cimento (n/Civ) para o estudo da resistência à compressão e à tração, ou rigidez dinâmica e estática. Os resultados dos ensaios triaxiais estáticos foram interpretados através da teoria dos Estados Críticos, discutindo a definição da linha de compressão normal e da linha de estado crítico para o solo cimentado e não cimentado. O comportamento a longo prazo

foi analisado através de ensaios cíclicos com um grande número de ciclos.

Esses resultados de Rocha e Silva (2011) foram usados na calibração de um modelo constitutivo para solos cimentados, onde se apresenta as vantagens e desvantagens deste modelo para a simulação do comportamento destas misturas. O modelo é denominado “The Cemented CASM” é uma extensão do modelo CASM para argilas e areias desenvolvido por Yu (1998) baseado na formulação proposta por Gens e Nova (1993) e foi aplicado recentemente com sucesso em argilas naturais estruturadas e argilas cimentadas artificialmente e a seguir o modelo foi calibrado para um solo granular cimentado artificialmente.

Observou-se neste capítulo sobre o comportamento de solos estruturados abordando principalmente a cimentação natural e os solos cimentados artificialmente, que as ligações entre partículas são comuns em vários materiais de origem geológica como os solos duros e as rochas brandas. O grau de cimentação e de compactação influencia a rigidez, a resistência mecânica e a dilatância desses materiais e que os mesmos tem seu comportamento mecânico situado em uma área intermediária entre a Mecânica dos Solos Clássica e a Mecânica das Rochas.

CAPÍTULO III. DESCRIÇÃO GERAL DA ÁREA DE ESTUDO E DA FORMAÇÃO BARREIRAS

Neste capítulo apresenta-se uma visão geral sobre as características da área de estudo, aspectos geológicos, morfológicos, mineralógicos, geotécnicos, climáticos e resumidamente a vegetação predominante. Apresentam-se os processos naturais da dinâmica das falésias em Tibau do Sul - RN e a falésia em estudo na Ponta do Pirambu. Além de informações geológicas e geotécnicas sobre a Formação Barreiras.

3.1. Área de Estudo

A falésia estudada neste projeto está inserida em uma área de estudo mais abrangente, localizada no município de Tibau do Sul - RN, situada aproximadamente 60 km ao sul de Natal (Figura 3.1.a). Trata-se de uma falésia localizada na Ponta do Pirambu (N01 da Figura 3.1.b), que está inserida em uma zona costeira, que possui cerca de 16 km de extensão, formada predominantemente por falésias.

A área de estudo mais abrangente tem início no norte, na embocadura da Laguna de Guaraíra e se estende para o sul até a foz do Rio Catú. Recentemente foram realizados diversos estudos nessa área. Silva (2003) estudou a dinâmica superficial e geotécnica das falésias. Severo (2005) analisou a estabilidade das falésias entre Tibau do Sul e Pipa, Braga (2005) desenvolveu um *checklist* para a identificação dos processos erosivos nessa área e Santos Jr. et al. (2008) realizou estudos com o objetivo de compreender os mecanismos de recuo das falésias em direção ao continente ao longo do tempo. As falésias nessa área chegam alcançar a altura de 50 metros e o material constituinte das mesmas são os sedimentos da Formação Barreiras.

Essa área foi dividida em três trechos (Figura 3.1.b), conforme zoneamento morfológico proposto por Amaral (2001): Norte, Central e Sul. O trecho norte está compreendido entre a barra da Lagoa de Guaraíra na sede do município de Tibau do Sul e a Ponta do Madeiro possuindo orientação aproximadamente N-S. O trecho central inicia na Ponta do Madeiro e vai até a Pedra do Moleque, com orientação E-W. O trecho sul inicia na Pedra do Moleque e culmina na desembocadura do rio Catú ou Sibaúma, com orientação N-S. Os trechos Norte, Central e Sul foram subdivididos em três sub-

trechos, conforme proposto por Braga (2005) e apresentados na Figura 3.1.b.

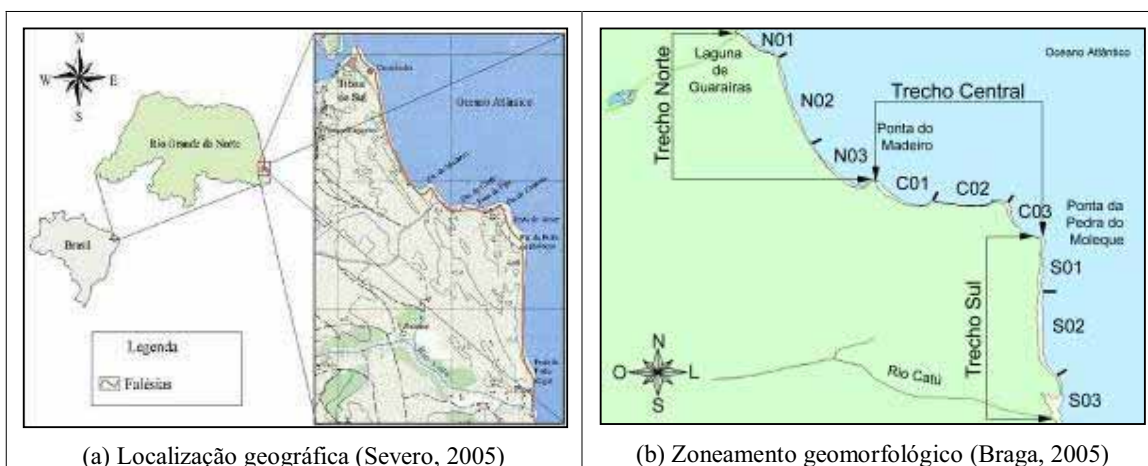


Figura 3.1. Área de estudo em Tibau do Sul - RN

De acordo com (Severo et al., 2007a), todos os sub-trechos estudados ao longo dos dezesseis quilômetros de falésias são formados pelos solos sedimentares da Formação Barreiras e estão sujeitos aos efeitos da erosão hídrica, tanto a erosão laminar, quanto à erosão por sulcos, devido às características geomorfológicas comuns. O problema desse tipo de erosão se agrava com a retirada da vegetação nativa. Portanto, os sub-trechos mais afetados são aqueles em que a ocupação antrópica é mais intensa, como o sub-trecho central C02, onde se localiza a praia de Pipa e os sub-trechos norte N01 e N02, sede do município de Tibau do Sul. Essa erosão provoca o recuo das falésias em direção ao continente. Parte do trecho Central e parte do sub-trecho N01 encontram-se protegidos pelas formações rochosas compostas por arenitos ferruginosos, também chamados de arenitos de praia.

3.1.1. Geologia

De acordo com Bezerra, Mello e Suguio (2005) sob o aspecto geológico o litoral da região Nordeste do Brasil apresenta-se bordejado pelos sedimentos terciário-quaternários da Formação Barreiras. A Formação Barreiras foi a primeira unidade estratigráfica documentada no Brasil, por ocasião da redação de Pero Vaz de Caminha ao Rei de Portugal, D. Manuel I. Esta Unidade se estende ao longo do litoral brasileiro, desde o Rio de Janeiro até o estado do Amapá no litoral norte, recobrendo depósitos sedimentares mesozóicos 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 Mabelsoone e Silva (1991), a Formação Barreiras que ocorre na faixa costeira dos estados de Pernambuco, Paraíba e Rio Grande do Norte, em virtude de suas características litológicas e do seu desenvolvimento sedimentológico, representa um sistema deposicional fluvial de grande extensão. Os processos geodinâmicos formadores do relevo iniciaram durante uma regressão marinha com basculamento para leste da borda do continente ocorrendo a deposição da Formação Barreiras no limite do continente. Esse período abrange o fim do Terciário e início do Quaternário.

Alheiros et al. (1988), realizando o estudo faciológico dos sedimentos da Formação Barreiras, observaram que os mesmos constituem um sistema deposicional fluvial do tipo entrelaçado (leque fluvial), interagindo com fácies de leques aluviais (aluvial de canal) e com fácies de marcada influência litorânea, denominado de flúvio-lagunar (leque proximal) em razão dos sucessivos avanços e recuos do mar durante o Quaternário.

De acordo com Alheiros e Ferreira (1991), quanto a sua composição e textura, a Formação Barreiras possui tonalidades com coloração viva e que variam desde vermelhas, amarelas até brancas, aflorando nas falésias erodidas ao longo das praias e nas vertentes íngremes dos vales. Descrevem litologicamente os sedimentos da Formação Barreiras como:

Areias quartzosas a subarcosianas de coloração creme, com aspecto maciço, onde às vezes, desenvolvem-se solos do tipo “*podzol*” com até 2,0 m de espessura, referidos como “coberturas de areia brancas”. Na base dessas areias, desenvolvem níveis endurecidos de ferro, impermeabilizando as areais cremes. Essa litologia é dominante entre João Pessoa – PB e Parnamirim – RN, representando a maior extensão mapeada;

Areias quartzosas a subarcosianas, com cores vivas, alaranjado, vermelho e roxo, em função dos diferentes estágios de oxidação do ferro que as colore. Apresentam grande porcentagem de pseudo matriz argilosa, decorrente da argilização

dos grãos de feldspato e estão geralmente associadas à litologia péliticas;

Argilas maciças e siltes, de cores variadas, sob forma de camadas com espessura decimétrica, tendo a caulinita como argilo-mineral preponderante e Diamictitos, com baixa densidade de cascalhos ou seixos, constituída por material argilo-arenoso avermelhado, suporta fragmentos subangulosos de quartzo na dimensão cascalho e mais raramente seixos.

Segundo estudos de Coutinho et al. (1999), observaram que a unidade geológica, Formação Barreiras, é a mais importante dos morros da cidade do Recife. Esse tipo de formação se constitui de sedimentos de granulometria variada, caracterizados por uma mistura de areias e argilas, com horizontes de seixos sub-horizontais fracamente direcionadas para o mar na forma de tabuleiros elevados. Identificaram a Formação Barreiras na área do Parque Dois Irmãos em Recife - PE, como constituída por arenito conglomerático com seixos de quartzo, intercalações de blocos de argila e estratificação cruzada tabular (Sistema Fluvial Anastomosado), e em direção ao topo, separados por uma camada de argila, tem-se uma seqüência arenítica média a grossa, creme, com estratificação plano-paralela e pequenas intercalações de argila e silte (Fluvial Meandrante).

Conforme Diniz (2002), de forma geral, a maior parte do Estado do Rio Grande do Norte é composta por um embasamento pré-cambriano, representado por terrenos cristalinos antigos denominados de Complexo Gnáissico-Migmatítico, também referido como Complexos Caicó, São Vicente e Presidente Juscelino, nos quais ocorrem diversos tipos de rochas granitóides intrusivas, além de faixas de rochas metassedimentares dobradas, perfazendo cerca de 60% da superfície do Estado. Os outros 40% do território potiguar são constituídos por coberturas sedimentares cretácicas, não dobradas, representadas pelas rochas da Bacia Potiguar e Formação Barreiras, além de sedimentos inconsolidados de idade tércio-quadernária.

A Formação Barreiras no Estado do Rio Grande do Norte se encontra representada por largas exposições, bordejando toda a região costeira do estado, sendo composta, conforme Diniz (2002), por arenitos finos a médios, ou conglomeráticos, avermelhados, com intercalações silticas, argilosas e caulínicas, depositados em

ambiente aluvial. Os sedimentos quaternários mais jovens são representados por paleodunas, dunas recentes, aluviões recentes e depósitos de planícies de marés e lagoas.

De acordo com Severo (2005) as rochas sedimentares e os sedimentos ocupam praticamente toda a porção litorânea da área estudada, sendo representados predominantemente, da base para o topo, pelas rochas carbonáticas e areníticas cretácicas e terciárias da Bacia Potiguar, os depósitos areno-argilosos terciário-quaternários da Formação Barreiras, culminando com as acumulações quaternárias compostas pelos arenitos de praia e sedimentos arenosos, argilosos e argilo-arenosos de ambientes fluviais, lacustres, estuarinos, dunares e praias.

Nas coberturas sedimentares terciárias e quaternárias recobrindo as rochas pré-cambrianas e cretácicas pré-existent, ocorrem os sedimentos laterizados e rochas terciário-quaternárias da Formação Barreiras e as acumulações quaternárias lacustres (SEVERO, 2005).

De acordo com Mitchell & Coutinho (1991) o termo “*laterita*” foi originalmente usado por Buchanan em 1807 para descrever um pequeno grupo de solos residuais vermelhos, os quais ficavam irreversivelmente endurecidos quando expostos ao ar. O nome tem sido aplicado para muitos solos tropicais e sub-tropicais vermelhos. Duchaufour (1982), distinguiu três fases de aumento da intensidade do intemperismo em solos desenvolvidos em áreas tropicais: 1 – solos fersialíticos; 2 – solos ferruginosos e 3 – solos ferralíticos. Os solos na transição da fase 2 para 3 são denominados ferrissolos. O material que é comumente classificado como laterita corresponde as últimas duas fases desenvolvidas.

3.1.2. Características Geotécnicas

De acordo com Coutinho e Severo (2009) sob o ponto de vista geotécnico, baseado nos trabalhos de Coutinho et al. (1999), Lafayette et al. (2003, 2005), Bandeira et al. (2004), Silva et al. (2005), Severo et al. (2006), Silva et al. (2006), Silva e Coutinho (2007) e Meira (2008) os solos da Formação Barreiras são classificados de acordo com o SUCS (Sistema Unificado de Classificação dos Solos) em SC, CL ou ML,

sendo que a maioria das amostras estudadas nestes trabalhos foram classificadas como SC (areia argilosa).

Coutinho e Severo (2009) apresentaram índice de vazios de alguns solos residuais e solos provenientes da Formação Barreiras apresentada na Tabela 3.1. Observa-se que os índices de vazios dos colúvios desestruturados (2,5 - 1,0) são geralmente maiores do que os dos saprolitos (0,9 - 0,6), dos solos residuais (1,7 - 0,55) e dos solos provenientes da Formação Barreiras (0,40 – 0,98). Vale registrar que o índice de vazios dos solos da Formação Barreiras são relativamente baixos e em uma faixa pequena, com valores próximos ao do saprolito do granito do Porto.

Tabela 3.1. Índice de vazios de alguns solos residuais e solos provenientes da Formação Barreiras (Coutinho e Severo, 2009)

LOCAL	MATERIAL	ÍNDICE DE VAZIOS INICIAL (e_0)
Pernambuco	Residual Gnaiss Coutinho et al. (2000)	0,7 - 1,36
	Residual, Granito Lafayette et al. (2003, 2005)	0,86 - 0,90
	Residual, Granito Silva (2005)	1,04 - 1,17
	Formação Barreiras Lafayette (2000)	0,62 - 0,82
	Formação Barreiras Fácies: Leque fluvial Lafayette et al. (2003, 2005)	0,82 - 0,84
	Formação Barreiras Fácies: Aluvial de canal Silva et al. (2005)	0,65 - 0,91
	Formação Barreiras Coutinho et al. (1999)	0,62 - 0,69
	Formação Barreiras Fácies: 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

A Tabela 3.2 apresenta os parâmetros de resistência de pico dos solos da Formação Barreiras dos Estados de Pernambuco do Rio Grande do Norte, junto com a

classificação dos solos, índice de plasticidade, tipo de ensaio e condição das amostras, associados às várias fácies da Formação Barreiras.

Tabela 3.2. Parâmetros de resistência de pico de solos provenientes da Formação Barreiras (Coutinho e Severo, 2009)

Referência/ Local	Fácies	Tipo de ensaio	Descrição/ 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	Inundado	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
					Inundado	0	30
Lafayette (2000) Alto do Reservatório- Recife - PE	A ser identificada	Cis. Direto	Areia argilosa SC	11-18	Inundado	7-13	24-26
Lima (2002) / Alto do Reservatório- Recife - PE	A ser identificada	Cis. Direto	Argila arenosa SC	16	Natural	28	31
					Inundado	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
					Inundado	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
					Inundado	0-3,7	31-35
Bandeira et al. (2004) Camaragibe - PE	Leque Proximal	Cis. Direto	Silte arenoso ML	14-16	Inundado	12	29
Silva (2007) Camaragibe - PE	Planície Aluvial	Cis. Direto	Areia argilosa SC	12-14	Natural	45-47	31-44
					Inundado	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
					Inundado	0,4-3,5	23-26
Severo et al. (2006) Tibau do Sul - RN	Francamente Fluvial	Cis. Direto	Argila baixa plasticidade CL	7-19	Natural	116-192	27-32
					Inundado	23-54	26-30

Observa-se que o IP varia de 7 a 40 kPa, a depender da natureza dos materiais.

Os parâmetros de resistência na condição inundada variam de 0 kPa a 54 kPa (c') e 20° a 36° (Φ'); na condição natural varia de 13 a 192 kPa (c') e 31° a 45° (Φ').

Coutinho e Severo (2009) também apresentaram permeabilidades saturadas típicas em solos residuais, colúvios e solos da Formação Barreiras com a inclusão de solos residuais do Brasil e residuais de granito do Porto.

Os solos da Formação Barreiras possuem a permeabilidade variando de $2,5 \times 10^{-5}$ a $6,6 \times 10^{-8}$ m/s, essa variação dos resultados depende dos teores mais argilosos ou arenosos dos materiais estudados.

Na Tabela 3.3 é apresentada a permeabilidade de alguns solos da Formação Barreiras.

Tabela 3.3. Permeabilidade em solos da Formação Barreiras (Coutinho e Severo, 2009)

Solo	Referência	Local	Permeabilidade		Tipo de Ensaio
			“in situ”	Laboratório	
Formação Barreiras	Coutinho et al. (1999)	Recife, PE	$4,8 \times 10^{-5}$	-	Guelph
	Lafayette (2000)	Recife, PE	$2,5 \times 10^{-5}$	$7,6 \times 10^{-5}$	Guelph e Triflex
	Lima (2002)	Recife, PE	2,26 a $5,5 \times 10^{-7}$	-	Guelph
	Lafayette et al. (2005)	Cabo, PE	4,03 a $8,9 \times 10^{-6}$	-	Guelph
	Silva et al. (2005)	Camaragibe, PE	$1,2 \times 10^{-6}$ a $3,6 \times 10^{-7}$	$1,2 \times 10^{-6}$ a $4,8 \times 10^{-7}$	Guelph e Triflex
	Silva (2007)	Camaragibe, PE	1,2 a $7,3 \times 10^{-6}$	1,2 a $4,8 \times 10^{-6}$	Guelph e Triflex
	Meira (2008)	Ibura-Recife, PE	$1,3 \times 10^{-5}$ a $9,1 \times 10^{-7}$	$1,0 \times 10^{-5}$ a $6,4 \times 10^{-7}$	Guelph e Triflex
	Severo et al. (2006)	Tibau do Sul, RN	$1,75 \times 10^{-6}$ a $6,6 \times 10^{-8}$	$6,5 \times 10^{-5}$ a $1,5 \times 10^{-8}$	Ensaio de infiltração e Permeâmetro

Portanto, os solos da Formação Barreiras apresentam índice de vazios que variam de 0,40 a 0,98; permeabilidade in situ que varia de ($2,5 \times 10^{-5}$ a $6,6 \times 10^{-8}$) m/s e permeabilidade em laboratório de ($1,0 \times 10^{-5}$ a $1,5 \times 10^{-8}$) m/s; o IP (índice da plasticidade) varia de 9% a 19% e os parâmetros de resistência de pico em ensaios de cisalhamento direto, na condição inundada, apresentaram coesão (c') variando entre 0 e 54 kPa e ângulo de atrito (Φ') variando entre 20° e 35° (COUTINHO E SEVERO, 2009).

3.1.3. Características Físicas, Climáticas e Morfológicas

O Litoral Oriental Norterriograndense possui um clima tropical chuvoso quente e com verão seco, sendo classificado como sub-úmido. A estação chuvosa se concentra principalmente no período que vai de março a julho, quando as médias mensais variam entre 170 e 230 mm, tendo os meses de agosto a janeiro como os mais secos, com médias inferiores a 100 mm. A Precipitação média anual é de 1.400 mm. Sua temperatura média anual é de 25,7°C, com as médias mensais mais baixas entre os meses de junho e setembro, e as mais altas entre os meses de dezembro a março. A sua umidade relativa média anual é de 74%. Os ventos predominantes são SE, com velocidade de 3,8 m/s (13,7 Km/h). Ondas: (SE, E, e NE); apresentando menor energia (dezembro – maio) e maior energia (junho - novembro). A corrente marinha predominante é longitudinal (S – N). As marés têm uma amplitude média de 1,5m; as marés de sizígia com amplitude de 2,2m; a vegetação é a de tabuleiro, mata atlântica e restingas (DINIZ, 2002).

O município de Tibau do Sul possui altitudes menores do que 100 metros, com altitude média de 38 metros. As unidades morfológicas encontradas na sua zona costeira são: os Tabuleiros Costeiros e a Planície Costeira (AMARAL, 2001).

Os Tabuleiros Costeiros possuem relevo plano a suavemente ondulados, baixa altitude, entre 40 e 120 metros, podendo atingir os 180 metros, apoiados nos sedimentos da Formação Barreiras. Possuem uma alta percentagem de argila, localizam-se próximos ao litoral, e são limitados a oeste pelas áreas de colinas e a leste pelas planícies costeiras. Os tabuleiros raramente entram em contato com o mar, porém no trecho central da grande área estudada isso é observado. As bordas dos tabuleiros em contato com o mar formam as falésias.

A Planície Costeira é formada por praias arenosas, que são limitadas pelo mar e pelos tabuleiros costeiros. Trata-se de terrenos planos que têm sido alterados pela presença de dunas. Verifica-se ainda a presença de dunas de areias quartzosas sobrepostas aos tabuleiros. Nessa planície costeira ocorre ainda outro grupo de arenito que tem uma geometria linear. Esses arenitos são cimentados por carbonatos e ocorre ao longo de alguns trechos da grande área de estudo, segundo um alinhamento

aproximadamente paralelo à linha de costa, (SILVA, 2003).

O município de Tibau do Sul está inserido principalmente na área de abrangência dos solos laterizados da Formação Barreiras, formada por materiais de origem sedimentar. Nos tabuleiros costeiros ocorrem os sedimentos da Formação Barreiras, os quais consistem de camadas intercaladas de arenitos argilosos, argilitos, conglomerados e arenitos ferruginosos. As dunas, sobrepostas aos sedimentos da Formação Barreiras são formadas por areias finas quartzosas de origem eólica (SANTOS JR. ET AL., 2008).

3.1.4. Mineralogia

Chaves (1979) apresentou resultados de uma investigação de campo e de laboratório de três jazidas da Formação Barreiras. Uma das jazidas investigadas encontra-se dentro dos limites da área estudo. De acordo com as análises químicas realizadas Si, Fe e Al são os elementos predominantes.

Os resultados da difração de raios-X apresentaram caulinita com diversos graus de desordem, como o argilo-mineral presente em todas as frações de solo e concreções. Observa-se também a presença de quartzo com diâmetro maior que 2 microns. Os minerais goetita e hematita também foram detectados (CHAVES, 1979).

A análise mineralógica apresenta quartzo, caulinita, goetita, hematita e materiais amorfos, óxido de ferro e alumina amorfos, devido a forte cimentação, observada no estudo da microestrutura e os resultados da análise termogravimétrica. Observa que a Jazida mostrou a presença de quartzo cimentado e rugoso com a superfície bastante desgastada. O solo foi caracterizado por uma constante cimentação de quartzo por óxido de ferro, provavelmente uma mistura de goetita e hematita. A fração tamanho areia fina apresentou elevado teor de sílica, proveniente do quartzo existente. Isso foi comprovado por resultados de difração de raios-X e microscopia eletrônica de varredura. De um modo geral, houve uma grande diferença entre o teor de ferro nas concreções e nos solos, admitindo-se que a acumulação dos óxidos de ferro é o principal requisito de formação de concreções (CHAVES, 1979).

3.2. Processos Naturais da Dinâmica das Falésias em Tibau do Sul

O Grupo de Engenharia Geotécnica de Encostas e Planícies da UFPE (GEGEP), sob coordenação do Professor Roberto Quental Coutinho vem desenvolvendo diversos estudos e projetos na área de erosão e gestão de risco de erosão e escorregamento; entre os principais trabalhos pode-se citar: Gomes (2001) que estudou a erodibilidade e os parâmetros geotécnicos de um solo em processo erosivo no Cabo de Santo Agostinho/PE; Santos (2001) que caracterizou geotecnicamente na área de preservação ambiental do Horto de Dois Irmãos, um solo não saturado sob processo erosivo na cidade do Recife/PE; Silva (2004) que realizou uma caracterização geo-ambiental e um estudo da variabilidade espaço-temporal de processo erosivo no Cabo de Santo Agostinho/PE. Lafayette (2006) que fez um estudo geológico – geotécnico do processo erosivo em encostas no parque metropolitano Armando de Holanda Cavalcanti, localizado no município de Cabo de Santo Agostinho-PE; Silva (2007) com o estudo geológico-geotécnico de uma encosta com problemas de instabilidade no município de Camaragibe – PE; Meira (2008) que realizou estudo de processo erosivo em encostas ocupadas e Bandeira (2009) que realizou mapeamentos de risco de escorregamento no município de Camaragibe – PE.

De acordo com Santos Jr. et al. (2008) na área de estudo foram identificados dois conjuntos de processos, os continentais e os costeiros. Os primeiros consistem em processos que atuam em qualquer talude independentemente da sua proximidade da zona costeira e dependem das condições pluviométricas, da geometria do talude e presença de descontinuidades no maciço e são provocados principalmente pela ação da água da chuva. O segundo se refere à ação do mar através das ondas e correntes atuando na base das falésias.

Os principais tipos de instabilização observadas relativamente à ação de processos continentais foram: a erosão pluvial, os deslizamentos, as quedas e os tombamentos de blocos e lascas de materiais que formam a falésia. Todos os processos observados estiveram correlacionados a precipitações pluviométricas, uma vez que só ocorreram na estação chuvosa. Os processos costeiros resultam do ataque das águas do mar nos taludes que formam incisões no sopé das falésias.

3.2.1. Erosão Pluvial

O processo erosivo causado pela chuva tem como principal área de atuação as regiões de climas tropicais, onde os totais pluviométricos são maiores do que nas outras regiões do planeta. O fato das chuvas se concentrarem em certas estações do ano nessas regiões agrava ainda mais a erosão. Embora os solos tropicais estejam adaptados ao clima tropical (com chuvas intensas), quando estes estão desprovidos de cobertura vegetal, o processo erosivo se instala mais facilmente, devido às chuvas incidirem diretamente sobre a superfície do terreno.

Meira et al. (2009) ao estudarem o processo erosivo causado pela ação das águas em uma encosta ocupada pertencente à Formação Barreiras na cidade do Recife – PE observaram que pelo processo de erosão a camada superficial do solo é continuamente removida e transportada pelo deflúvio superficial até se depositar nos lagos, açudes, estuários e oceanos. Quando tal processo ocorre sob condições naturais ou não perturbadas, um estado permanente de equilíbrio é estabelecido de modo que não se verificaram maiores danos. No entanto, quando esta condição de equilíbrio é perturbada, a erosão cria sérios problemas.

A erosão pluvial começa no instante em que as primeiras gotas de chuva batem no solo. Tal momento é denominado de “*splash*” e pode resultar na ruptura dos agregados, selando o topo do solo e dando condições para formações de poças. A partir daí, a água começa a escoar na superfície, primeiramente em lençol, depois em fluxos lineares, evoluindo para microrravinas, podendo formar cabeceiras, com algumas delas sofrendo bifurcação, formando novas ravinas (Figura 3.2).

A ação do “*splash*”, conhecido por erosão por salpicamento (Guerra e Guerra, 1997), é o estágio mais inicial da erosão. O papel do “*splash*” varia não só com a resistência do solo ao impacto das gotas de chuva, mas também com a energia cinética presente nessas gotas. À medida que os agregados são destruídos e a superfície do solo se torna selada, as crostas formadas passam a oferecer uma resistência maior à ação do “*splash*”, mas por outro lado ocorre um aumento do escoamento, que ao atingir altas velocidades destacam os sedimentos e transportam os mesmos dentro das ravinas. O efeito da sucção aumenta a resistência mecânica do solo.

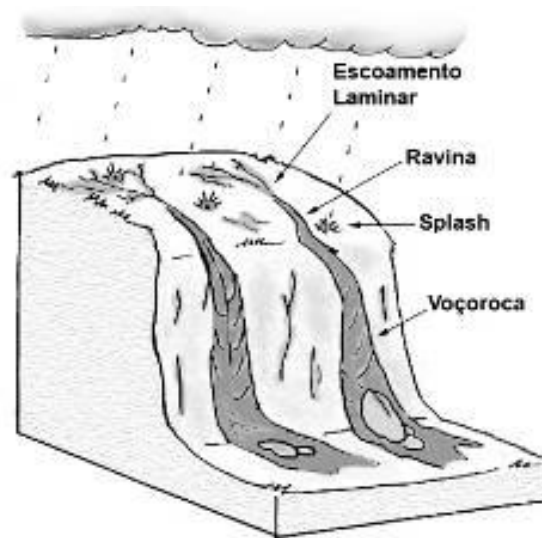


Figura 3.2. Erosão pluvial em encostas (Santos Jr. et al., 2008)

O aprofundamento das ravinas pode levar a formação de voçorocas. Estas se caracterizam por grande profundidade e formação de paredes laterais íngremes com contribuição de águas subterrâneas que na região estudada ocorre apenas na estação chuvosa (SANTOS JR. ET AL., 2008).

O acúmulo da água nas depressões do terreno começa a escoar quando o solo está saturado e as poças estão no seu limite máximo. No início o escoamento é difuso, uma espécie de escoamento em lençol “*sheetflow*”, também conhecido por fluxo laminar, o que provoca a erosão em lençol, ou erosão laminar. Com o passar do tempo, à medida que o fluxo aumenta encosta abaixo, a erosão fatalmente irá começar a partir de uma distância crítica do topo da encosta. Uma pequena incisão no solo aparece neste estágio do processo erosivo, principalmente nas regiões onde o fluxo de água começa a se concentrar, dando origem às ravinas. Este é considerado o primeiro estágio do processo erosivo (MERRITT, 1984).

A erosão pluvial é o processo mais freqüente observado na área estudada. Ocorre na forma de ravinas e voçorocas com contribuição das águas subterrâneas apenas nas épocas chuvosas. Foram observadas erosões tanto no topo como na face das falésias. A sua ocorrência depende da área de contribuição do escoamento superficial, da granulometria do material, da inclinação do talude, do comprimento da trajetória da água no talude e da presença ou não de vegetação em variadas proporções. As falésias

mais íngremes não apresentam vegetação e não são as mais afetadas pela erosão pluvial, provavelmente, devido a grande inclinação, que evita o escoamento superficial.

Na Figura 3.3 são mostrados alguns processos erosivos superficiais observados na área estudada.



Figura 3.3. Processos erosivos na área estudada (Santos Jr. et al., 2008)

Santos Jr. et al. (2008) observaram que as erosões estão associadas a existências de extensas áreas planas adjacentes às falésias e com leve inclinação em direção à crista do talude. Essas áreas recebem as águas de chuva que escoam superficialmente na direção do mar. No seu percurso formam sulcos no terreno que posteriormente se transformam em ravinas (Figura 3.3.a) e eventualmente em voçorocas (Figura 3.3.c). A implantação de rodovias próximas das falésias pode provocar a formação de ravinas associadas à saída de água dos dispositivos de drenagem (Figura 3.3.b).

Meira et al. (2009) analisando os valores de perdas de solo em uma área no bairro do Ibura em Recife constataram que uma considerável perda de solo deve-se em grande parte a ação antrópica pela remoção da cobertura vegetal, bem como o revolvimento de solo, permitindo diretamente o impacto das gotas de chuva e escoamento superficial na área, facilitando a desagregação e transporte das partículas de solo pela água. Outros fatores que podem influenciar o potencial de erosão na área são as características da encosta, as propriedades físicas do solo, a sucção, ou seja, a umidade que o solo apresenta quando do início da chuva, a presença de vegetação e de serrapilheira (folhas mortas e galhos secos) no local que varia de tempos em tempos,

que sem sua presença facilita o impacto direto das gotas de chuva e o escoamento da água, carreando o solo desagregado.

Coutinho et al. (2006) apresentaram uma caracterização geotécnica de um solo não saturado da Formação Barreiras na reserva florestal do Horto de Dois Irmãos, no Recife - PE. O objetivo do estudo foi a elaboração de um projeto executivo para a recuperação da área erodida. As investigações geotécnicas foram realizadas através de sondagem de simples reconhecimento (SPT), ensaios de condutividade hidráulica, amostragem indeformada, ensaios de laboratório com obtenção da curva característica do solo, avaliação da erodibilidade e ensaios de cisalhamento direto tanto convencionais, como com sucção controlada.

Nos resultados dos ensaios foi observado um significativo efeito de sucção na condutividade hidráulica do solo e um aumento ligeiro (mas consistente) no intercepto de coesão. Uma análise de estabilidade de taludes foi feita considerando o efeito da sucção na resistência ao cisalhamento. Essa consideração da condição não saturada do solo, em uma análise de estabilidade, permitiu um ambiente técnico mais favorável, a fim de recuperar a área erodida. A solução proposta consistiu da alteração da geometria da encosta, recomposição da cobertura vegetal e implantação de um sistema de drenagem superficial (COUTINHO ET AL., 2006).

Braga (2005) ressalta a presença, na faixa de praia da área de estudo, de arenitos carbonáticos “*beach rocks*”, no início do sub-trecho N01, e ferruginosos na sua parte média e final (ao sul), que atuam como uma importante proteção natural, contribuindo para a dissipação da energia das ondas incidentes. Foi observada em um ponto deste sub-trecho a existência de um afloramento de água subterrânea na base da falésia, que muitas vezes é desencadeadora de movimentos de massa em encostas. Também se visualizam nesse sub-trecho falésias vegetadas.

Processos erosivos superficiais também foram observados na face dos taludes. A Figura 3.4 mostra uma vista do início do trecho Norte (N01), onde se pode observar a formação de ravinas provocadas pelo escoamento da água na face da falésia, a presença de arenitos de praia e a Ponta do Pirambu ao fundo (segundo plano da foto “3.4.c”).



Figura 3.4. Erosão superficial na face da falésia no trecho norte (N01)

A erosão na face da falésia só foi observada em taludes com inclinação de até 40° com a horizontal sem a presença de vegetação. Taludes com mesma inclinação, porém com presença de cobertura vegetal, assim como taludes mais íngremes não apresentaram problemas de erosão superficial na face da falésia.

Portanto, observa-se que na área estudada a cobertura vegetal protege o solo

através de três fatores: impede o impacto direto das gotas de água, diminui a quantidade e a velocidade do escoamento superficial e reforça o solo através das raízes.

Os taludes mais íngremes não apresentaram erosão pelo fato da água da chuva não atingir diretamente a face do talude e contar com a contribuição do efeito da sucção do solo. Além desses taludes, apresentarem menores áreas de captação e de comprimentos de rampa (SANTOS JR. ET AL., 2008).

3.2.2. Deslizamentos

Coutinho e Severo (2009) observam que áreas instáveis propensas a deslizamentos normalmente exibem sintomas de movimentos passados e rupturas incipientes. Estes sintomas podem ser identificados por interpretação de fotografias aéreas ou por outros meios disponíveis. O potencial para deslizamentos também pode ser avaliado por uma série de métodos qualitativos e/ou quantitativos de mapeamento e avaliação. Alguns casos, só podem ser identificados por uma detalhada investigação de campo. Tais investigações podem nos mostrar como prevenir ou, pelo menos minimizar, os efeitos de futuros movimentos.

Os deslizamentos ou escorregamentos se caracterizam pela formação de uma superfície de ruptura bem definida. Nesta ocorre concentração de deformações cisalhantes. A massa instável se desloca como um bloco ao longo da superfície de deslizamento. Podem ser rotacionais ou translacionais, dependendo da forma da superfície de ruptura (Figura 3.5).

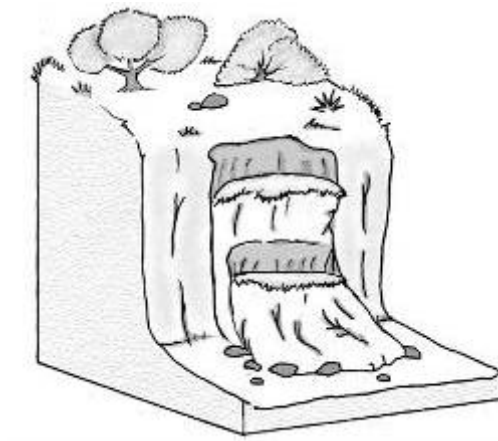


Figura 3.5. Escorregamentos (Santos Jr. et al., 2008)

Severo et al. (2007b) ao analisarem o risco de deslizamento nas encostas do município de Tibau do Sul apresentaram um estudo preliminar a respeito dos riscos de movimentos de massas em um trecho de 16 km de linha de costa, no município de Tibau do Sul – RN. O trecho que compões a grande área de estudo é formado por falésias em parte ocupadas. Como essas encostas são susceptíveis a ocorrência de movimentos de massa, as construções ficam submetidas a riscos. Neste estudo foi utilizada a metodologia proposta por Gusmão Filho et al (1992) para a avaliação dos riscos de movimentos. Algumas adaptações foram feitas para considerar peculiaridades da área estudada. Na identificação dos riscos de um dado local foram considerados fatores geológicos, topográficos e ambientais. A área estudada foi dividida em trechos e sub-trechos homogêneos e identificado o grau de risco de cada trecho. Para o sub-trecho N01 onde se localiza a falésia da Ponta do Pirambu o risco foi considerado médio.

Santos Jr. et al. (2008) observaram que os escorregamentos de maior amplitude, embora não sejam muito frequentes na área, estão entre os movimentos que apresentaram conseqüências mais graves. A Figura 3.6 apresenta vistas de dois escorregamentos ocorridos na área estudada, após chuvas intensas. O escorregamento da Figura 3.6.a ocorreu no final do mês de junho de 2000. No topo da falésia há um hotel com construções bem próximas à crista do talude, uma escada de acesso à praia e uma construção na parte inferior. A instabilização provocou danos na escadaria de acesso à praia e na construção localizada na parte inferior da falésia. A superfície de ruptura foi composta de duas partes: circular na parte superior e planar na inferior. De acordo com relato de pessoas que presenciaram o evento, teria ocorrido o primeiro escorregamento na parte inferior. A parte superior teria ficado sem sustentação e em seguida sofrido o deslizamento. No trecho da instabilização a falésia apresenta altura de 30 metros e inclinação de 50°. O talude era completamente revestido por vegetação

O escorregamento mostrado na Figura 3.6.b foi observado em junho de 2004. A superfície de deslizamento era aproximadamente circular e atingiu a parte superior da falésia. No local do deslizamento a falésia tinha 40 metros de altura possuía vegetação apenas na parte superior. O perfil do talude era próximo da vertical na metade inferior e inclinação de 60° na parte superior. Não havia construções nas imediações e a superfície de escorregamento foi condicionada pela existência de fraturas verticais (fendas de tração) na parte superior do material que forma a falésia. Observa-se que estes

deslizamentos ocorreram no mês de junho, quando as precipitações pluviométricas médias são maiores, acima de 200 mm.

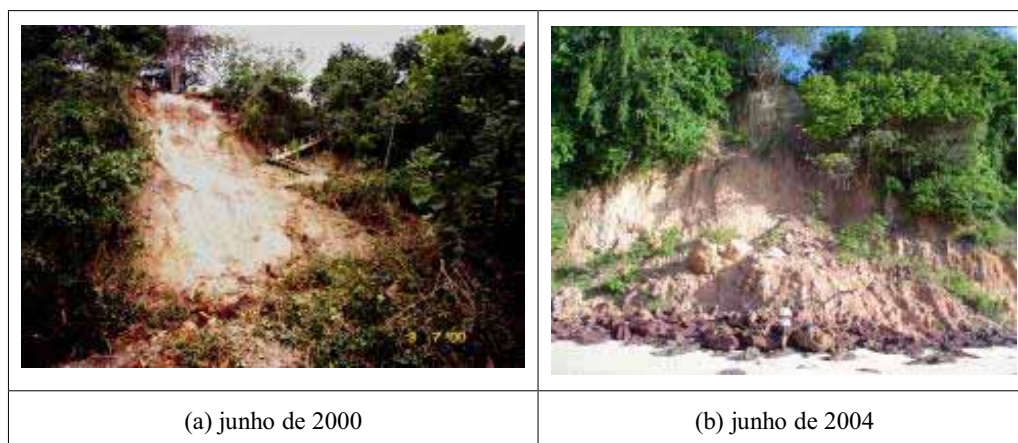


Figura 3.6. Escorregamentos no trecho central da área estudada (Santos Jr. et al., 2008)

3.2.3. Quedas e Tombamentos

De acordo com Santos Jr. et al. (2008) nas quedas, o material se destaca da encosta e se movimenta em queda livre. Comumente, os movimentos são muito rápidos e podem ou não ser precedidos por movimentos menores que levam à separação progressiva do seu local de origem. Durante o percurso da queda, o material pode atingir outros pontos da encosta deflagrando novas quedas.

Nos tombamentos, o material instável gira em torno de um ponto na sua base. Atuam no sentido de desestabilização a força da gravidade e as pressões de fluido que preenchem as descontinuidades. As quedas e os tombamentos de materiais normalmente estão associados a encostas íngremes, rochosas e com padrão de fraturamento que proporcione a compartimentação do maciço na forma de blocos (Figura 3.7).

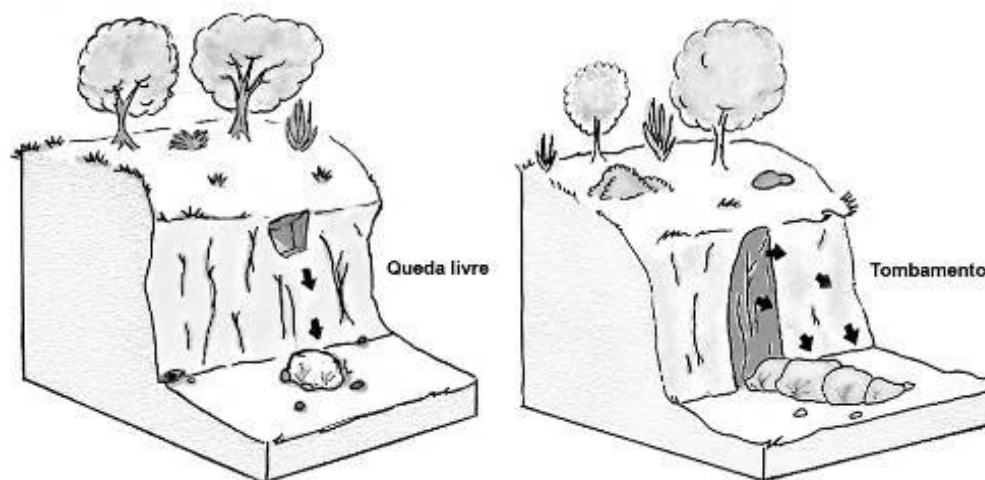


Figura 3.7. Quedas e tombamentos de blocos (Santos Jr. et al., 2008)

A Figura 3.8 mostra alguns exemplos desse tipo de movimento de massas. As quedas e os tombamentos foram observados em falésias íngremes, associadas com a presença de fraturas que compartimentavam o maciço em vários blocos e lascas. As instabilizações ocorrem com mais freqüência no período chuvoso, no entanto já ocorreram alguns movimentos nos períodos secos.

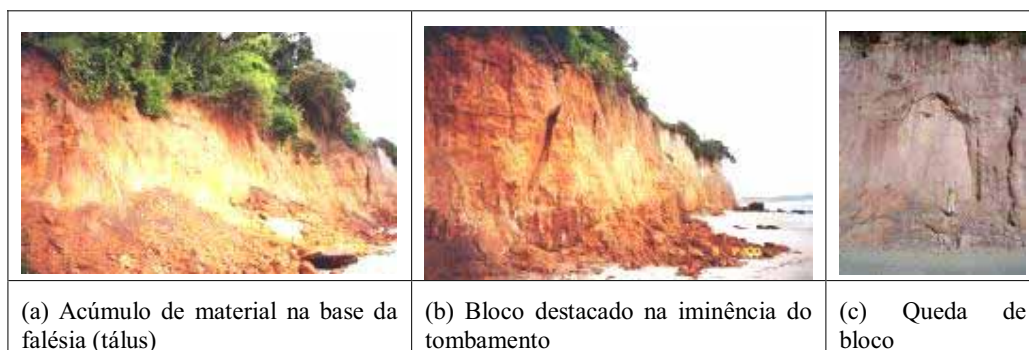


Figura 3.8. Quedas e tombamentos de materiais das falésias (Santos Jr. et al., 2008)

3.2.4. Ação do Mar na Base da Falésia

De acordo com Santos Jr. et al. (2008) a erosão marinha no pé de taludes costeiros provoca escavações na área atingida (Figura 3.9). A escavação aumenta a inclinação da base da encosta, formando taludes negativos, o que pode provocar movimento de massas de segmentos inteiros do talude. Este material depositado na base pode ser removido pela ação das ondas, contribuindo no balanço sedimentar. Esse processo é regulado pelo balanço entre as forças hidrodinâmicas (ondas e marés) e pela

proteção proporcionada pela faixa de praia à base da encosta. Os fatores relativos à encosta são formados pela geologia, comportamento geotécnico, hidrologia e a geometria do perfil. Na área em estudo foram identificados vários pontos onde há a formação de incisões na base da falésia. Essa situação foi mais freqüente no trecho central (Figura 3.9).

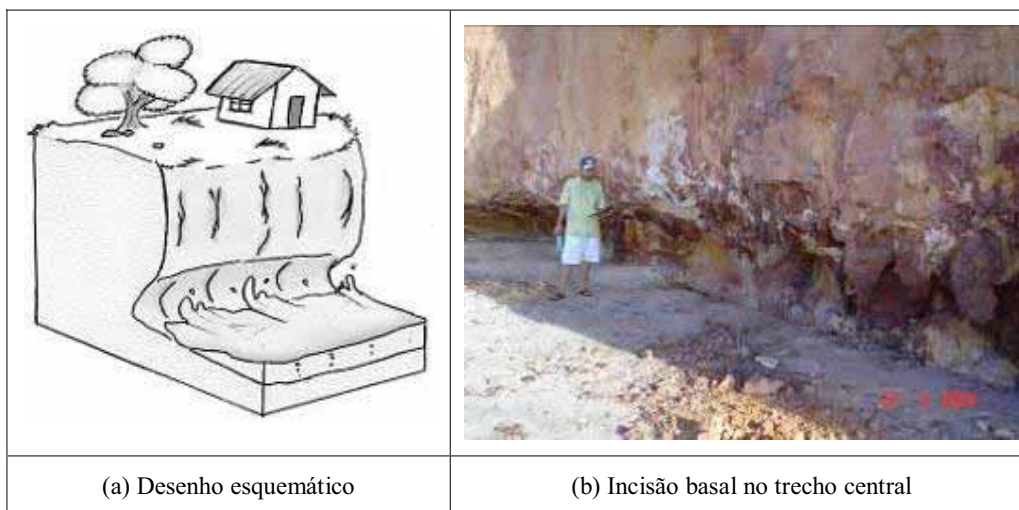


Figura 3.9. Incisões na base da falésia formadas pela ação das ondas (Santos Jr. et al., 2008)

3.2.5. Perfis Tipo

Ao longo da área estudada foram observados três perfis tipo (Figuras 3.10 a 3.12). O primeiro é um talude vertical ao longo de toda a altura da falésia (Figura 3.10). O segundo apresenta a parte inferior vertical e a parte superior com inclinação em torno de 45° a 60° (Figura 3.11). O terceiro apresenta-se inclinado a partir da base da encosta, formando um ângulo em torno de 40° a 50° com a horizontal (Figura 3.12).

Além dos perfis tipo, característicos, principalmente dos trechos Norte e central, verifica-se a presença de perfis inclinados formando ângulos menores do que 30° com a horizontal, presentes no trecho Sul e que, eventualmente, estão cobertos de dunas eólicas que se prolongam até a praia e são bastante sujeitos a erosão pluvial, quando não vegetados.

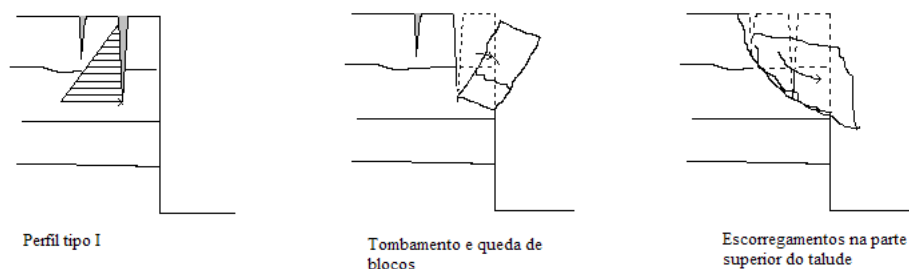


Figura 3.10. Perfil tipo I (Santos Jr. et al., 2008)

O perfil tipo I mostrado na Figura 3.10 apresenta elevada susceptibilidade à ocorrência de quedas e tombamentos de materiais. Os taludes verticais também estão susceptíveis a escorregamentos na parte superior da encosta. Nesse tipo de perfil, é comum a ocorrência de fendas verticais que, durante a época das chuvas, são preenchidas com água. Essa água, além de provocar a diminuição da resistência ao cisalhamento, exerce empuxo em parte do maciço que poderá sofrer movimentos de massa.

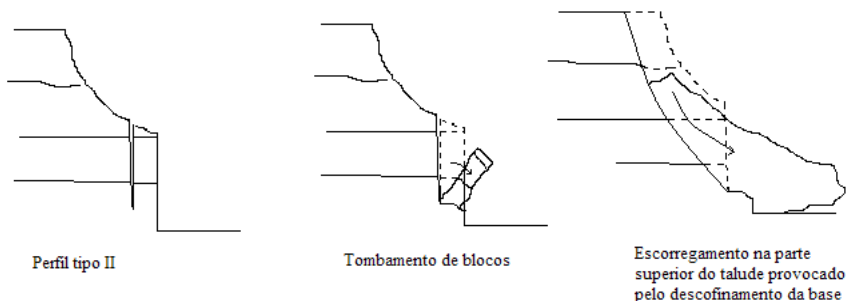


Figura 3.11. Perfil tipo II (Santos Jr. et al., 2008)

O perfil tipo II, representado na Figura 3.11 é susceptível a ocorrência de quedas e tombamentos do material da parte inferior pelo fato de possuir talude vertical nesse setor. A parte superior pode sofrer escorregamentos pela falta de confinamento na base do talude e erosão na face inclinada superior.

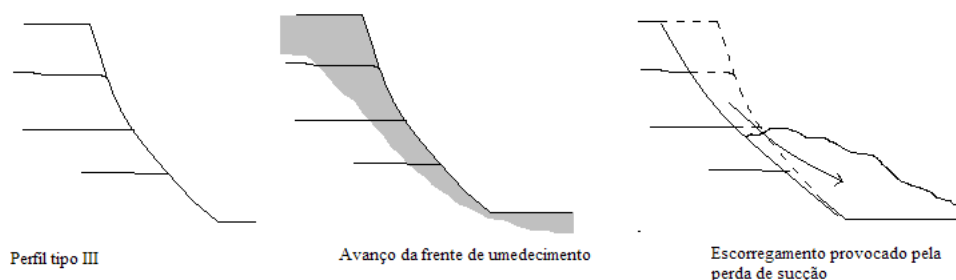


Figura 3.12. Perfil tipo III (Santos Jr. et al., 2008)

O perfil tipo III (Figura 3.12) apresenta-se mais estável, no entanto podem sofrer escorregamentos e erosão na face do talude. Nesse perfil, o processo de instabilização está associado à infiltração de água de chuva no solo, provocando a redução da sucção matricial e, por conseguinte, a redução da resistência ao cisalhamento do material da encosta.

Qualquer um dos perfis tipo pode sofrer a ação do mar na sua base, isto é mais evidente, naquelas falésias que não contam com a proteção dos arenitos de praia, situados entre a linha de maré baixa e alta, que absorvem grande parte da energia cinética das ondas e servem de barreira natural ao impacto direto das mesmas sobre a base das falésias. O processo erosivo, que dá origem aos diferentes perfis parece ser contínuo, sendo o perfil tipo II a etapa seguinte ao perfil tipo I e o perfil III a etapa seguinte ao perfil II, que eventualmente, por ação do mar em sua base, retornará a situação do perfil I, só que mais recuado em direção ao continente.

As discontinuidades no maciço provenientes de planos de estratificação, falhas, fraturas e contatos geológicos mergulhando em direção ao talude também se constituem em fatores importantes, uma vez que as rupturas de maciços são condicionadas por tais discontinuidades. Juntas de alívio de tensões subverticais paralelas à crista da encosta tornam-na susceptível a sofrer quedas, tombamentos e escorregamentos. Isso ocorre principalmente associado à pressão exercida pela água que preenche a junta e atua no sentido de expulsar o bloco do talude (Santos Jr. et al., 2008).

3.2.6. Considerações Gerais Sobre a Dinâmica das Falésias em Tibau do Sul

Os escorregamentos podem ser induzidos pela perda de resistência do solo devido ao aumento do teor de umidade, conforme evidenciado pelos resultados dos ensaios de cisalhamento direto (Severo, 2005). À medida que a frente de umedecimento avança no solo, ocorre a diminuição da sucção e, por conseguinte, o decréscimo da coesão. Assim, taludes que permaneciam estáveis com baixo teor de umidade podem romper após um longo período de chuva. Embora a redução da coesão seja comum na maioria dos solos, durante o umedecimento, observou-se que para algumas amostras estudadas, o decréscimo da coesão foi da ordem de 80% (Severo, 2005), quando inundadas, diminuindo significativamente a estabilidade das falésias.

Esses escorregamentos estão de acordo com o mecanismo observado nas encostas de solos não saturadas da cidade de Salvador por Menezes e Campos (1992), por Anjos e Carvalho (1997) na cidade de Maceió; Bandeira (2003), Coutinho et al. (2006) e Silva (2007), nas encostas da Formação Barreiras na região metropolitana do Recife. Esse mecanismo permite explicar o fato de ocorrerem com maior frequência rupturas em taludes com inclinações menores que outros mais íngremes. O fato é que os taludes mais íngremes favorecem o escoamento superficial, enquanto que nos outros ocorre infiltração. Assim, nos taludes mais íngremes são mantidos os efeitos estabilizantes da sucção (Santos Jr., 2005).

Santos Jr et al. (2009) relataram que a estabilidade das encostas é muito aumentada pela presença de camadas com cimentação ferruginosa no corpo da falésia (Severo, 2007d). Quando ocorre uma ruptura, o material proveniente da instabilização passa a fornecer proteção à base da falésia. Esse material de proteção pode ser removido pelas ondas e incorporado à deriva litorânea. Em algumas situações, o material proveniente das rupturas é formado por blocos de arenito ferruginoso de forma que a força das ondas e das correntes não é suficiente para removê-los. Dessa forma, o depósito de talus formado passa a constituir uma importante forma de proteção contra a erosão costeira.

A condição da estabilidade das falésias é agravada quando a água do mar atinge a sua base. Nesses casos, pode ocorrer a formação de incisões no sopé da encosta

e levar ao solapamento das camadas superiores. A ação do mar favorece de forma expressiva a ocorrência de movimentos dos tipos quedas, tombamentos e escorregamentos de maiores proporções. Isto ocorre, principalmente, quando as falésias não contam com a proteção dos arenitos de praia. Esta ação da água no sopé da falésia é facilitada pelo fato de que o solo da base no sub-trecho “N01” é dispersivo, conforme observou Severo (2007c) ao estudar o comportamento dos solos do topo, do meio e da base das falésias na região de Tibau do Sul - RN.

Nascimento (2009) estudou o comportamento de um trecho de falésia no litoral oriental sul do RN ao longo de cinco anos. Realizando levantamentos periódicos da base das falésias por meio de DGPS “*Digital Global Position System*”. Os resultados mostraram a ausência de deslocamentos na linha de costa naqueles trechos onde havia blocos de arenitos ferruginosos.

Portanto, falésias verticais apresentam queda de blocos, tombamentos e escorregamentos do material existente na parte superior da encosta. Taludes com inclinação variando de 40° a 60° apresentam erosão superficial e podem sofrer escorregamentos. Taludes com inclinações menores do que 30° sofrem a ação da erosão pluvial mais intensa, quando não protegidos pela vegetação e a presença de arenitos ferruginosos na praia fornece uma proteção à falésia contra a ação do mar na sua base.

3.3. Falésia da Ponta do Pirambu

Conforme descrito anteriormente no início do item 3.1, o trecho norte foi dividido em três sub-trechos (Figura 3.1.b) e está apresentado de forma esquemática na Figura 3.13. O sub-trecho N01, onde está localizada a falésia estudada (Ponta do Pirambu) se estende da barra de Tibau do Sul (Lagoa de Guaraíra) ao norte até a ponta da Praia da Cacimbinha, Possui encostas que variam entre 20 e 40 metros de altura, com inclinações que variam de 40° a 60° aproximadamente.

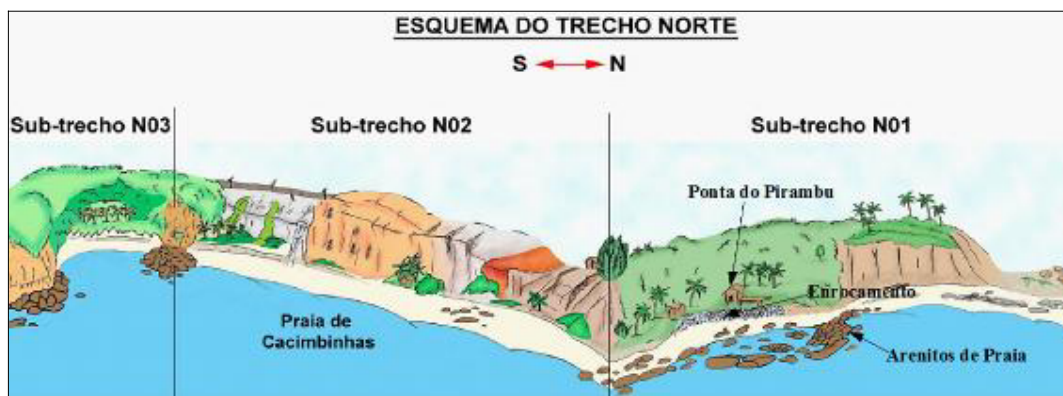


Figura 3.13. Esquema do trecho norte (modificado de Braga, 2005)

Embora ocorra a erosão pluvial, principalmente nas falésias não vegetadas, o processo erosivo predominante nesse sub-trecho N01 é a erosão costeira, devido à ação das ondas, que, em vários pontos, atingem o pé das falésias (falésias vivas) durante a maré cheia. Apesar dessa ação direta, não se constata a abertura de incisões no sopé da falésia na Ponta do Pirambu. Entretanto, tal situação é iminente, tal como foi observado por Braga (2005). Dessa forma, uma pequena proteção de enrocamento foi construída no local da falésia como forma de protegê-la dos efeitos da erosão costeira, que poderá ocorrer, mesmo contando com a proteção natural proporcionada pelos arenitos de praia “*beach rocks*”.

3.3.1. Escolha da Encosta Experimental

Foi escolhida uma área piloto na Ponta do Pirambu no município de Tibau do Sul – RN, (Figura 3.14), onde funciona um empreendimento do tipo “*Day Use*”, que permanece ocupado apenas durante o dia. Essa escolha foi motivada, por ter sido essa falésia objeto de diversas intervenções de engenharia para minimizar o processo erosivo pluvial e a ação das ondas em sua base, bem como intervenções que visam minimizar os riscos de deslizamentos na área.



(a) Vista geral da área

(b) Vista da falésia na Ponta do Pirambu

Figura 3.14. Falésia na Ponta do Pirambu - Tibau do Sul – RN

(Fonte: www.portaldepipa.com.br)

A falésia da Ponta do Pirambu apresenta o Perfil Tipo III (inclinado a partir da base até o topo) e é recoberta por vegetação de porte médio típica dos Tabuleiros Costeiros.

O solo que compõem o perfil geotécnico da falésia é pertencente à Formação Barreiras assentado sobre rocha carbonática do período Terciário.

Foram realizados levantamentos topográficos, geológico-geotécnicos dessa área, instalados piezômetros e traçado perfis de umidade, com vistas a acompanhar os processos de instabilização na área e ainda foram realizadas coletas de amostras indeformadas e amolgadas para estudos laboratoriais com vistas a identificar o efeito do grau de cimentação entre as partículas e do índice de vazios sobre as características de escoamento e de resistência ao cisalhamento.

Na Figura 3.15 é apresentada uma falésia com perfil geotécnico semelhante, localizada a trezentos metros ao norte da Ponta do Pirambu, em que não há presença de arenitos de praia protegendo sua base.

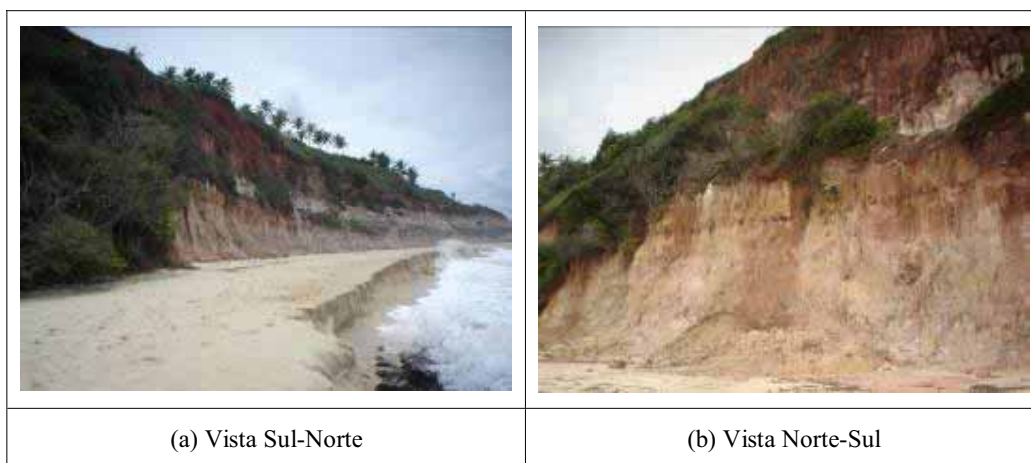


Figura 3.15. Falésia localizada trezentos metros ao norte da Ponta do Pirambu

Essa falésia apresenta Perfil Tipo II (parte inferior vertical e a parte superior inclinada com ângulo em torno de 60°). Permanece sem recobrimento total de vegetação.

Essa falésia e a da Ponta do Pirambu serão melhores detalhadas no capítulo 6.

3.3.2. Características do Empreendimento

Está localizado na orla marítima do município de Tibau do Sul e é denominado “*Ponta do Pirambu – Day Use*”.

Trata-se de um empreendimento para utilização diária das 09h00min às 17h00min. O usuário paga uma taxa de consumação mínima e utiliza a sua infraestrutura durante todo o dia.

Os equipamentos de lazer (inclusive o mobiliário) foram construídos em madeira e utilizam, de forma sistemática, materiais que são considerados resíduos na região, principalmente talos das palhas de coqueiros. A central de gás, caixa d’água e instalações de apoio aos funcionários estão instalados na parte superior da falésia, afastados da borda cerca de 20 metros. Os efluentes gerados pelo empreendimento são tratados em uma unidade de tratamento anaeróbica localizadas na parte inferior da falésia, sendo as águas residuárias reutilizadas em descargas de aparelhos sanitários e na irrigação da vegetação e gramado, sem acarretar danos ao meio ambiente.

O local conta com uma infra-estrutura de lazer com restaurante, piscina, bar da piscina, espaço para leitura interno e externo, sala de apoio com armários individuais e sala de repouso com banheiros. (Figura 3.16).

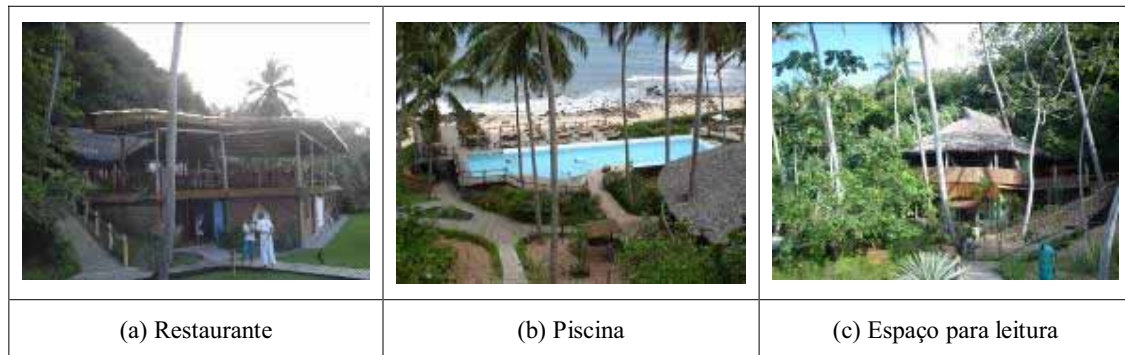


Figura 3.16. Visão das infra-estruturas de lazer oferecidas pelo empreendimento

Os equipamentos estão situados na parte inferior da falésia, onde existe um terraço em cota superior ao nível da praia. Os carros ficam estacionados na parte superior da falésia, afastados da borda. O acesso aos equipamentos de lazer pode ser feito por meio de uma escada ou de um elevador em madeira, tipo plano inclinado (Figura 3.17).



Figura 3.17. Acesso aos equipamentos de lazer na base da falésia

Neste capítulo foram apresentados a descrição geral da área de estudo e os processos naturais da dinâmica das falésias na região de Tibau do Sul - RN.

CAPÍTULO IV. PROGRAMA EXPERIMENTAL E METODOLOGIA DAS ATIVIDADES DE CAMPO E LABORATÓRIO

A falésia da Ponta do Pirambu, apresentada no capítulo III, para a realização deste estudo, foi dividida em quatro camadas principais: camada de topo, do meio, camada fortemente cimentada e da base. Neste capítulo apresenta-se o programa experimental, com as atividades de campo e de laboratório realizadas, a caracterização do cimento e os ensaios de compactação do solo da camada de topo da falésia, nas três energias. Apresentam-se os equipamentos confeccionados e adquiridos para utilização nos ensaios triaxiais e suas respectivas calibrações. É apresentada a metodologia de execução dos ensaios triaxiais em amostras com sensores de medição interna de pequenas deformações, desde a moldagem da amostras, fase da percolação, saturação, adensamento e cisalhamento, até a desmontagem do ensaio e exumação das amostras.

4.1. Programa Experimental

O trabalho foi de natureza experimental de campo e de laboratório, as atividades de campo, como visitas técnicas, instalação de piezômetros, sondagem de simples reconhecimento (SPT), sondagem mista (SPT + rotativa), determinação de perfis de umidade e coleta de amostras indeformadas e amolgadas das camadas que compõem a encosta foram desenvolvidas em uma falésia localizada na Ponta do Pirambu no município de Tibau do Sul – RN. Essas atividades foram realizadas e/ou acompanhadas, in loco e em tempo integral, diretamente pelo autor da tese. Todos os ensaios físicos foram realizadas no Laboratório de Geotecnia e Instrumentação diretamente pelo autor da tese; os ensaios de Morfoscopia foram realizados no Laboratório de Geologia e Geofísica Marinha, a análise sedimentológica no Laboratório de Mineralogia e os ensaios químicos no laboratório do NEG-LABISE, todos da UFPE. A difração de raio X e análises químicas no Laboratório de Materiais da UFCG.

Na Tabela 4.1 são apresentadas de forma esquemática as etapas do programa experimental, como as atividades de campo e de laboratório, com o tipo e número de ensaios realizados em cada etapa. São apresentados os totais de ensaios físicos, químicos e mineralógicos com os solos e o cimento utilizado, além do total de 39 ensaios de compressão triaxial do tipo CID.

Tabela 4.1. Resumo do programa experimental

ATIVIDADES DE CAMPO			
A) Levantamento Topográfico Planialtimétrico; B) Sondagens Geotécnicas de Simples Reconhecimento; C) Sondagem Mista (SPT + Rotativa); D) Visitas de Campo e Estudos Geológico-geotécnicos; E) Recolhimento de Amostras Indeformadas e Amolgadas de Solo Representativo das Principais Camadas que Compõem a Falésia; F) Obtenção de Perfis de Umidade; G) Instalação de Piezômetros e Acompanhamento da Variação do N.A.			
ATIVIDADES DE LABORATÓRIO			
ETAPA	MATERIAL	TIPO DE ENSAIO	Nº ENSAIO
Caracterização Física, Química e Mineralógica	Solo dos blocos B1, B2 e B3 (camadas de topo, meio e base da falésia respectivamente)	Análise mineralógica por difratometria de raio X e Morfoscopia	08
		Análise química da fração fina	04
		Massa específica real dos sólidos e peso específico aparente	06
		Análise granulométrica com e sem defloculante	06
		Limites de Atterberg (LL e LP)	06
		Crumb Test	06
	Amostra de Solo amolgada relativa ao bloco B1 – Topo Falésia	Compactação (três energias)	03
	Cimento	Massa específica real dos grãos	03
Comportamento tensão-deformação com medidas de pequenas deformações (amostras 10 cm de diâmetro e 20 cm de altura)	Solo dos blocos indeformados B1, B2 e B3	Ensaio triaxiais CID (tensões de 20, 100 e 300 kPa)	09
	Solo compactado com cimentação artificial relativo ao bloco B1		27
	Solo compactado sem cimento com amostra amolgada referente bloco B1		03

4.2. Atividades de Campo

Neste item apresentam-se as atividades de campo desenvolvidas ao longo do período da tese.

4.2.1. Levantamento Topográfico Planialtimétrico

O levantamento topográfico planialtimétrico foi apresentado na escala 1/750 e referenciado ao ponto cotado (+49,128 – Tibau do Sul - RN);

4.2.2. Sondagens Geotécnicas de Simples Reconhecimento

Foram realizadas sondagens geotécnicas de simples reconhecimento com medidas de N_{SPT} , três furos (SP 01, SP 02 e SP 03), um no topo da falésia, distante três metros da borda, o segundo furo na meia altura, na face e outro na base da falésia, perfazendo um total de 30,0 metros de perfuração, de acordo com a norma da ABNT – NBR 6484: Execução de sondagens de simples reconhecimento dos solos. Rio de Janeiro, 2001; e a classificação do solo pela sua compactidade ou consistência de acordo com a norma da ABNT NBR 7250: Identificação e descrição de amostras de solos obtidas em sondagens de simples reconhecimento dos solos. Rio de Janeiro, 1984. O amostrador padrão utilizado tem diâmetro interno e externo, respectivamente de 1 3/8” e 2”, foram obtidas amostras a cada metro, de onde foram recolhidas amostras para o traçado do perfil de umidade da encosta na estação seca. A perfuração foi executada com circulação de água e nos três primeiros metros o furo foi revestido.

4.2.3. Sondagem Mista (SPT + Rotativa)

Realizou-se uma sondagem mista (SPT + rotativa) com vistas a obter um perfil contínuo da encosta, um furo (SR 01) de 30,0 metros de profundidade no topo da falésia afastado vinte metros da borda, de acordo com norma da ABNT NBR 6484 e NBR 7250 citadas no parágrafo anterior. Para a sondagem rotativa utilizaram-se um barrilete do tipo duplo giratório, equipado com coroa diamantada e mola retentora, com a finalidade de retenção dos testemunhos. Na execução dos furos foi utilizada uma sonda SONDEC SS-21, de avanço hidráulico, com capacidade de perfuração até 180 metros, no diâmetro

Bx. Para circulação da água, foi usado um conjunto motor-bomba do tipo MT-100 da SONDEC, com capacidade de 100 litros/minuto. Foram obtidas amostras a cada metro, de onde foram recolhidas amostras para o traçado do perfil de umidade da encosta na estação chuvosa.

4.2.4. Visitas de Campo e Estudos Geológicos

Realizou-se o levantamento da situação atual da falésia, por meio de visitas de campo e estudos geológicos e geotécnicos ao longo do tempo (quatro anos), em média uma visita a cada bimestre, sendo mais freqüentes essas visitas no período chuvoso e quando da realização de outras atividades de campo. Diversos trabalhos de engenharia têm sido acompanhados e desenvolvidos nessa falésia desde o ano de 2005 pelo Grupo de Pesquisa em Geotecnia, Usos do Solo e Meio Ambiente da UFRN sob coordenação do Professor Olavo Francisco do Santos Júnior.

Também se contou com o apoio técnico e orientação geológica da Professora D. Sc. Margareth Mascarenhas Alheiros (geóloga) para uma melhor compreensão das unidades geológicas presentes e melhor interpretação das sondagens e dos ensaios químicos e mineralógicos dos solos que compõem as camadas da falésia da Ponta do Pirambu.

4.2.5. Coleta e Extração de Amostras

Foram recolhidas amostras indeformadas e amolgadas de solo representativo das camadas de topo, meio e base que compõem o perfil geotécnico da falésia da ponta do Pirambu para execução de ensaios de laboratório de acordo com a norma ABNT - NBR 9604: Abertura de Poço e Trincheira de Inspeção em Solo, com Retirada de Amostras Deformadas e Indeformadas. Rio de Janeiro, 1986.

Foram retirados blocos cúbicos de arestas 30,0 centímetros, dois no topo (1.1 e 1.2) na profundidade de 2,5 metros, dois na face em altura média (2.1 e 2.2) na profundidade de 10,0 metros e dois na base da falésia (3.1 e 3.2) na profundidade de 20,0 metros. Os blocos foram retirados em duplicidade, no mesmo local e profundidade, para garantir a execução das moldagens e realização dos ensaios. As amostras moldadas

a partir dos blocos foram denominadas B1 dos blocos 1.1 e 1.2, B2 e B3, dos seus respectivos blocos.

Também foram coletadas amostras amolgadas da camada fortemente cimentada, localizada na profundidade de 14,0 metros, que não pode ser amostrada em blocos devido a sua grande resistência mecânica e dificuldade de acesso.

O bloco do topo (B1) foi retirado de um poço de amostragem de seção quadrada com lado de 2,0 metros. Os blocos do meio (B2) e da base da falésia (B3) foram acessados pela face da falésia.

Na Figura 4.1 são apresentados os blocos retirados do topo, face (meio) e base da falésia na Ponta do Pirambu.

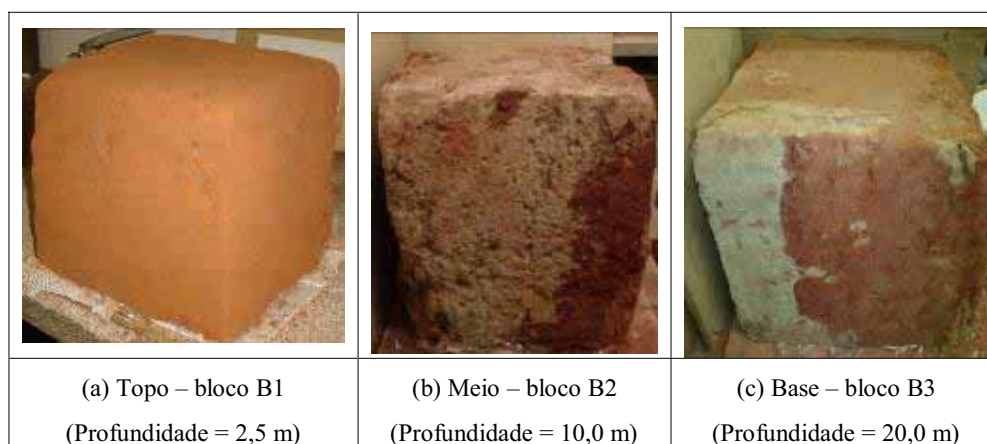


Figura 4.1. Blocos das camadas do perfil da falésia.

O bloco B1 de topo é uma areia argilosa de coloração marrom avermelhada. Apresenta homogeneidade quanto à cor, textura e distribuição granulométrica. O bloco B2 do meio é bastante variegado, com distribuição de grânulos de óxido de ferro de coloração que vai do vermelho claro ao roxo com granulometria grossa e apresenta manchas esbranquiçadas de granulometria mais fina; é bastante laterizado, durante sua coleta em uma das faces foi utilizada uma talhadeira para cortar alguns nódulos. O bloco B3 da base é branco acinzentado com nódulos e manchas vermelhas devidas a laterização, apresenta uma granulometria mais fina que o do meio.

4.2.6. Perfis de Umidade

Foram realizadas medições em diferentes épocas do perfil de umidade, com vistas a ter a variação de umidade “in situ” ao longo do tempo, com ênfase nas estações chuvosas e secas. Obteve-se perfis de umidade, juntamente com a sondagem de simples reconhecimento em fevereiro de 2007 (estação seca) e perfis de umidade a trado em abril de 2007 e maio de 2009 e juntamente com a sondagem mista rotativa em abril de 2011 (estação chuvosa);

4.2.7. Instalação de Piezômetros e Observação da Variação do Nível D’água

Realizaram-se a verificação e acompanhamento da variação do N.A. através da instalação de piezômetros tipo Casagrande, para registrar as máximas e mínimas do lençol freático e identificar a existência de lençóis suspensos. Foram instalados quatro (04) piezômetros na encosta, dois no topo, um com oito metros e outro com sete metros de profundidade e dois na base, ambos com quatro metros de profundidade; foram observadas a variação do nível d’água ao longo dos últimos quatro anos.

4.3. Ensaios de Caracterização Física, Química, Mineralógica e Ensaio de Compactação

4.3.1 Caracterização Física dos Solos

A caracterização física dos solos seguiu os procedimentos preconizados nas seguintes normas: ABNT - NBR 6457: Amostras de Solo – Preparação Para Ensaios de Compactação e Ensaios de Caracterização. Rio de Janeiro, 1986, ABNT - NBR 7181: Análise Granulométrica. Rio de Janeiro, 1984, ABNT - NBR 6459: Determinação do Limite de Liquidez. Rio de Janeiro, 1984, ABNT - NBR 7180: Solo – Determinação do Limite de Plasticidade. Rio de Janeiro, 1984, ABNT – NBR 6508: Grãos de Solos que Passam na Peneira de 4,8mm – Determinação da Massa Específica. Rio de Janeiro, 1984 e ABNT – NBR 13601: Solo – Avaliação da Dispersibilidade dos Solos Argilosos pelo Ensaio do Torrão (Crumb Test), 1996.

4.3.2 Ensaios de Compactação do Solo do Topo da Falésia

Foram feitos ensaios de compactação nas três energias (normal, intermediária e modificada) de acordo com a norma ABNT – NBR 7182: Solo – Ensaio de Compactação. Rio de Janeiro, 1986.

Na Figura 4.2 são apresentadas as curvas de compactação, relativas ao solo de topo da Formação Barreiras da Ponta do Pirambu e localizada a linha A com os pontos A1, com a massa específica aparente seca de campo do solo do topo da falésia, A2 na curva com energia normal e A3 próximo a curva com energia intermediária. A localização dos pontos de moldagem dos corpos de prova segue a sistemática adotada por Foppa (2005) ao analisar as variáveis-chave no controle da resistência mecânica de solos artificialmente cimentados.

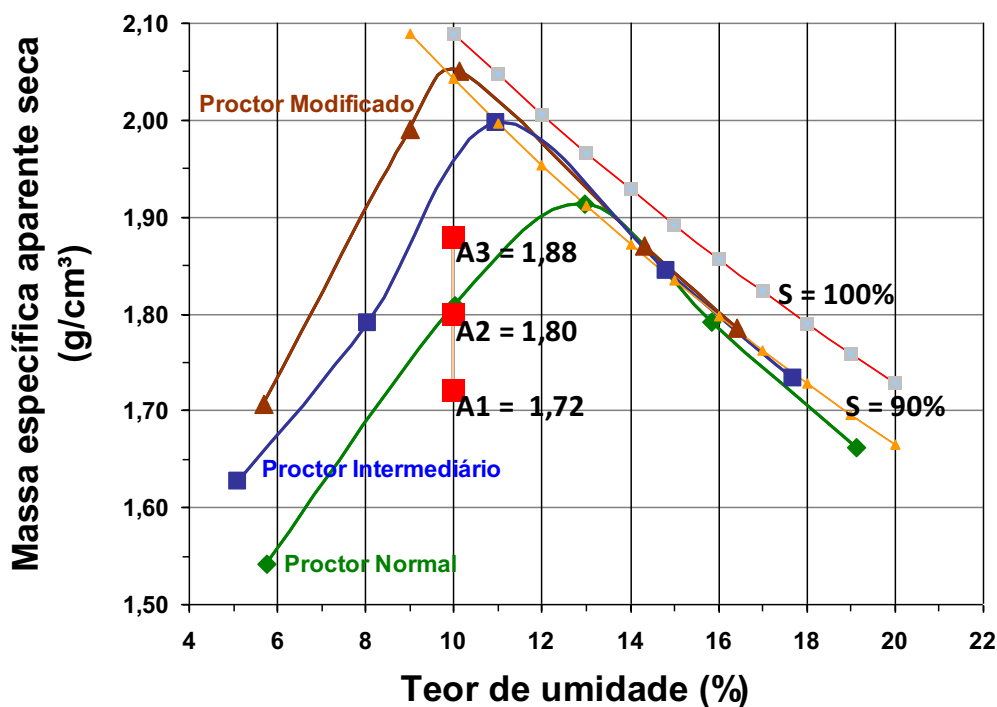


Figura 4.2. Curvas de compactação do solo topo da falésia da Ponta do Pirambu (Profundidade = 2,5 metros).

A sistemática adotada por Foppa (2005) se baseia no ensaio de Proctor nas três energias e define a localização dos pontos de moldagem das amostras com cimentação artificial.

Observa-se que os pontos de moldagem foram posicionados em uma linha vertical, denominada Linha A com um mesmo teor de umidade (10%) próxima a umidade ótima do Proctor Modificado e diferentes massas específicas aparentes secas. Essa posição foi estabelecida de modo que os pontos de moldagem ficassem dentro de uma faixa de massas específicas aparentes secas e teor de umidade existente na situação de campo.

Cada ponto da linha A foi moldado com três teores de cimento (2%, 3,5% e 5%). Tais teores de cimento foram escolhidos a partir da experiência brasileira e internacional com solo-cimento, tanto em nível experimental quanto em aplicações diversas. Como esses pontos refletem a situação dos solos das diferentes camadas que compõem a falésia da Ponta do Pirambu pode-se avaliar a influência da cimentação e da porosidade sobre a resistência mecânica do solo cimentado artificialmente.

4.3.3 Caracterização do Cimento

O cimento utilizado nas amostras com solos cimentados foi o cimento CP V - ARI - RS da marca MIZU Cimentos Especiais, da Fábrica Pacatuba – SE, esse cimento atende a norma brasileira ABNT – NBR 5733: Cimento Portland de Alta Resistência Inicial. Rio de Janeiro, 1991. Esta Norma fixa as condições exigíveis no recebimento do cimento Portland de alta resistência inicial (CP V - ARI).

De acordo com a Associação Brasileira de Cimento Portland (ABCP) o cimento CP V – ARI (Cimento Portland de alta resistência inicial) tem a peculiaridade de atingir altas resistências já nos primeiros dias da aplicação. O desenvolvimento da alta resistência inicial é conseguido pela utilização de uma dosagem diferente de calcário e argila na produção do clínquer, bem como pela moagem mais fina do cimento, de modo que, ao reagir com a água, ele adquira elevadas resistências, com maior velocidade.

Os cimentos CP - RS (Cimentos Portland resistentes aos sulfatos) são aqueles, que como o próprio nome diz, têm a propriedade de oferecer resistência aos meios agressivos sulfatados, tais como os encontrados nas redes de esgotos de águas servidas ou industriais, na água do mar e em alguns tipos de solos. De acordo com a norma NBR

5737, quaisquer um dos cinco tipos básicos (CP I, CP II, CP III, CP IV e CP V - ARI) podem ser considerados resistentes aos sulfatos, desde que obedçam a pelo menos uma das seguintes condições:

- Teor de aluminato tricálcico (C3A) do clínquer e teor de adições carbonáticas de, no máximo, 8% e 5% em massa, respectivamente.
- Cimentos do tipo alto-forno que contiverem entre 60% e 70% de escória granulada de alto-forno, em massa.
- Cimentos do tipo pozolânico que contiverem entre 25% e 40% de material pozolânico, em massa.
- Cimento que tiverem antecedentes de resultados de ensaios de longa duração ou de obras que comprovem resistência aos sulfatos.

No primeiro e no último caso o cimento deve atender ainda a uma das normas NBR 5732, 5733, 5735, 5736 e 11578. Se o cimento original for o Portland de alta resistência inicial (NBR 5733), admite-se a adição de escória granulada de alto-forno ou materiais pozolânicos, para os fins específicos da NBR 5737.

Optou-se pelo cimento CP V – ARI - RS, pois a cura aos 7 (sete) dias resulta em uma resistência à compressão simples equivalente ao tempo de cura de 28 (vinte e oito) dias dos demais cimentos, o que proporciona maior agilidade na execução dos ensaios.

O cimento CP V - ARI - RS é obtido de uma mistura de calcário e argila, sendo os componentes principais: CaO (óxido de cálcio), Al₂O₃ (óxido de alumínio), apresentando em bem menor proporção SiO₂ (óxido de silício) e Fe₂O₃ (óxido de ferro). Após a moagem e queima da mistura argila/calcário, resulta o clínquer, que após ser moído, recebe a adição de CaSO₄H₂O (Gipsita) em proporção que varia de 2 a 5%. Na Tabela 4.2 são apresentadas algumas características do cimento CP V - ARI - RS do lote utilizado neste trabalho.

Tabela 4.2. Ensaio químicos e físicos do lote de cimento CP V - ARI - RS

Ensaio Químicos				Ensaio Físico	Resistência a Compressão (dias)		
Perda ao Fogo	RS	SO ₃	CaO livre	Massa Específica	01 d	03 d	07 d
4,50%	0,54%	3,50%	2,15%	3,12 g/cm ³	19,7 MPa	20,7 MPa	29,4 MPa

4.3.4 Caracterização Química dos Solos

A análise química da fração de finos dos solos foi realizada no Laboratório de Materiais da UFCG e NEG – LABISE (Núcleo de Estudos Geoquímicos do Laboratório de Isótopos Estáveis da UFPE) pela Prof^a Valderêz P. Ferreira, pelo método de fluorescência e estão de acordo com o Manual de Métodos de Análise de Solo - Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária – EMBRAPA (1997). Estes ensaios consistiram na determinação dos teores dos compostos químicos presentes nos solos amolgados relativos aos blocos B1, B2 e B3 retirados das camadas de topo, meio e base da falésia e do solo da camada fortemente cimentada na profundidade de 14,0 metros.

4.3.5 Caracterização Mineralógica dos Solos

A análise mineralógica da fração pedregulho e areia foi realizada no LAGESE – Laboratório de Geologia Sedimentar (Departamento de Geologia da UFPE) pelo Prof D. Sc. Valdir Manso. O estudo morfooscópico e composicional dos grãos foi feito sobre a fração total de areia em lupa binocular (Leica Ez4 d) no Laboratório de Geologia e Geofísica Marinha da UFPE pela Prof^a Lúcia Valença. A metodologia para esta análise constou da secagem prévia das amostras ao ar, para em seguida serem passadas nas peneiras de aberturas 2mm e 0,062mm sob água corrente. O material retido foi colocado na estufa a 60°C, e em seguida armazenado em saco plástico, etiquetado e levado ao Departamento de Geologia.

As frações silte e argila foram identificadas por difração de Raios X no Departamento de Engenharia de Materiais da UFCG, com um difratômetro com radiação K-alfa de cobre, velocidade do goniômetro de 4°/min e velocidade da carta de

40mm/min. A fração argila foi separada por suspensão aquosa submetida à dispersão mecânica e centrifugação. A partir da argila foram confeccionadas três lâminas orientadas, após secagem ao ar foram analisadas por DRX. Os ensaios foram realizados por três tratamentos: a) saturadas com magnésio e glicerol; b) saturadas com potássio e secas a 25°C e c) saturadas com potássio e aquecidas a 550°C por duas horas.

4.4. Apresentação dos Equipamentos Usados nos Ensaios Triaxiais e Calibrações

Neste item apresenta-se o planejamento para aquisição e implantação dos novos equipamentos para execução dos ensaios triaxiais, bem como suas respectivas calibrações e características técnicas.

4.4.1. Planejamento, Aquisição e Implantação de Novos Equipamentos

Visando a execução do projeto realizou-se uma melhora de alguns equipamentos e das instalações do laboratório de geotecnia da UFPE. Após a realização de um planejamento, onde foram contempladas diversas etapas de aquisição e instalação de equipamentos, associados a um programa de treinamento e capacitação para uso dos mesmos, com apoio técnico do LEGG - Laboratório de Ensaio Geotécnico e Geotecnologia Ambiental – UFRGS, coordenado pelo Prof. Ph. D. Nilo César Consoli, iniciaram-se as atividades.

Confeccionou-se e instalou-se uma célula triaxial cambiável para amostras de diâmetros 5,0 cm ou 10,0 cm e altura duas vezes o diâmetro, com célula de carga interna e externa. O material utilizado para confecção da célula foi acrílico, alumínio naval anodizado e aço inoxidável.

A célula triaxial é híbrida para funcionar tanto com o sistema de colunas de mercúrio, que foi melhorado através da substituição de mangueiras e potes, quanto por um sistema hidráulico/pneumático com compressor, de 12 Bar e 5 HP da marca Schulz.

Foram instalados acessórios para adaptação da célula triaxial aos equipamentos e instalações já existentes. A célula completamente montada tem dimensões externas de 46,0 cm de altura e 32,0 cm de diâmetro, seu volume interno é de 15,8 litros.

A célula triaxial conta com um sistema de medidas de pequenas deformações, sensores de efeito *Hall*, dois axiais e um radial, duas células de pressão (tensão confinante e contra-pressão) e LVDTs (*Linear Variation Displacement Transductor*) de medida de deformações externa e medidor de variação de volume elétrico da Marca ELE International, com volume útil da câmara de 80 ml.

Para o funcionamento do sistema foi confeccionada uma caixa concentradora de dados, conectada a caixa de aquisição de dados da marca Agilent HP e implementado um software HP, compatível com os novos equipamentos.

Confeccionou-se um calibrador para os sensores de efeito *Hall* de dimensões 160x50x30 mm e adquiriu-se um micrômetro para esta finalidade.

O sistema conta ainda com uma célula de carga eletrônica externa S-40, tração e compressão de 3,0 toneladas, da marca HBM e células de carga interna (compressão) de 300 e 500 kg, para serem usadas conforme as solicitações exigidas.

Para instalação do compressor foram realizados os serviços de confecção e instalação de sistema elétrico com caixa de comando, sistema pneumático (tubulação em aço galvanizado com válvulas de alívio e instalação de válvulas reguladoras de pressão da marca Norgren e filtro de ar) e sistema hidráulico com usinagem de unidades de conversão de pressão pneumática/hidráulica (bladers).

O compressor foi fixado sob amortecedores (objetivando a diminuição de ruídos) e realizada a construção de um abrigo externo para o compressor com abafador sonoro e demais itens de segurança.

Para a realização dos ensaios triaxiais executou-se a retífica de duas prensas da marca Wykeham-Farrance de 10 toneladas, já existentes.

Executaram-se a confecção e aquisição de moldes metálicos de dimensões 50 mm x 100 mm e 100 mm x 200 mm e outros equipamentos necessários para adaptação dos moldes metálicos à prensa, para a moldagem das amostras com compactação estática.

Foram também confeccionados uma câmara úmida portátil e tubos em pvc e metálico para colocar e pipetar a membrana no corpo de prova.

Adquiriram-se ainda um Paquímetro de 30 cm, Voltímetro, Termômetro com Barômetro acoplado, pedras porosas metálicas e outros equipamentos e acessórios, além de diversos materiais de consumo, como por exemplo, membranas de borracha para ensaios de corpos de prova de grandes dimensões.

Na Figura 4.3 em sentido horário são mostrado alguns equipamentos instalados no Laboratório de Geotecnia e Instrumentação da UFPE, tais como:

- Sensores de efeito Hall (4.3.a) e (4.3.b);
- Célula triaxial (4.3.c), posicionada na prensa de 10 toneladas, com a célula de carga externa, o extensômetro vertical externo, as células de pressão, os sensores de efeito Hall, as tubulações vindas dos bladers, bem como das colunas de mercúrio;
- Conversores de pressão pneumática em pressão hidráulica (*bladers*) (4.3.d), junto com o reservatório de água destilada;
- Válvulas de pressão e filtro de ar (4.3.e) com tubulação pneumática em aço galvanizado;
- Sistema de aquisição de dados Agilent da marca HP e a fonte (4.3.f);
- Caixa concentradora de dados com dez canais (4.3.g), confeccionada para compatibilizar o funcionamento dos LVDT's e sensores com o sistema da HP;
- Finalmente o compressor da marca Schulz de 12 Bar (4.3.h), em seu abrigo externo com portas metálicas e amortecedores de borracha.

		
(a) Sensor de efeito Hall	(b) Sensores instalados	(c) Célula triaxial
		
(d) Bladers e reservatório	(e) Válvulas e filtro	(f) Agilent HP e fonte
		
(g) Caixa concentradora	(h) Compressor de 12 Bar	

Figura 4.3. Equipamentos instalados no laboratório de Geotecnia e Instrumentação da UFPE

4.4.2. Procedimentos de Calibração

Transdutores de deslocamento externo

Foi utilizado para este fim um extensômetro com precisão de milésimos (0,001 mm) conectado numa configuração em paralelo com o transdutor de deslocamento (10,0 mm). Variações iniciais de 0,1 mm até 1,0 mm e posteriormente foram impostas variações de 0,5 mm de 1,0 mm até 10,0 mm. A curva de calibração do transdutor de deslocamento externo é apresentada na Figura 4.4.

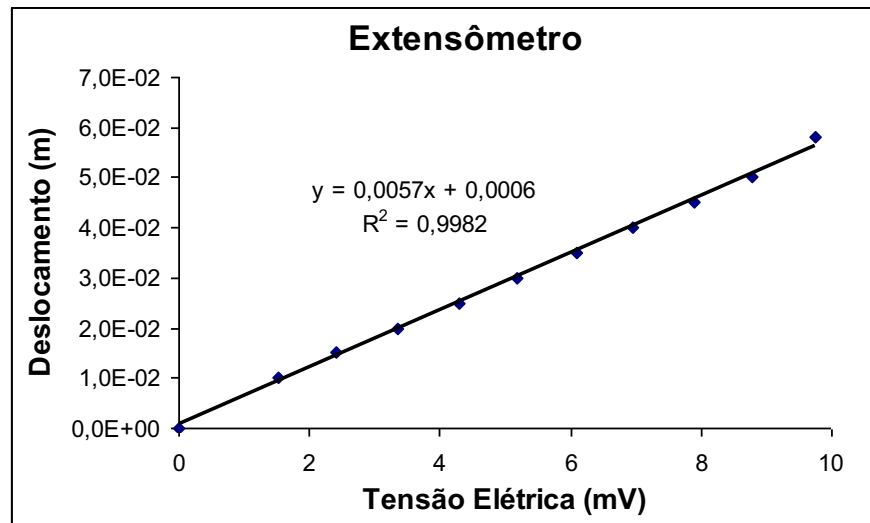


Figura 4.4. Calibração do extensômetro externo GEFran

Célula de carga

Foram utilizados pesos mortos com aproximadamente 4,0 kg aplicados axialmente no eixo da célula. A curva de calibração da célula de carga externa compressão-tração da marca HBM é apresentada na Figura 4.5.

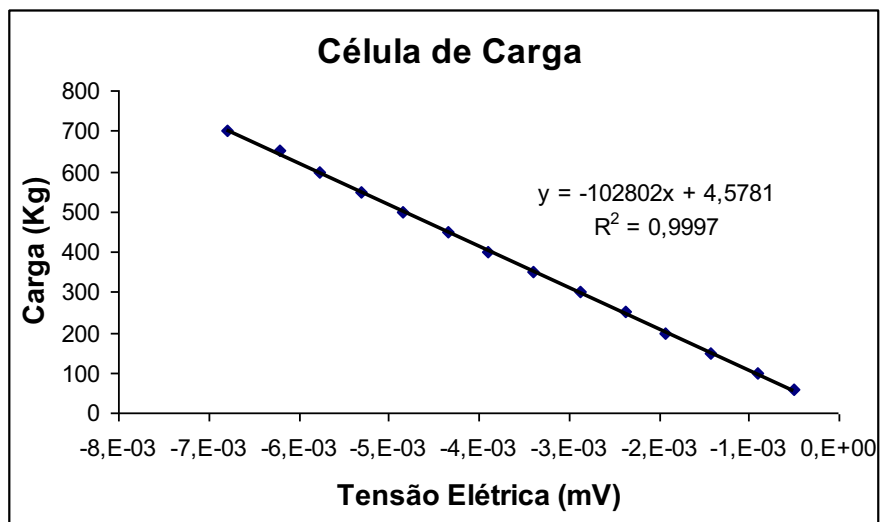


Figura 4.5. Calibração da célula de carga externa HBM

Transdutor de Volume

Com o auxílio de uma proveta com precisão de 0,1 ml recolhendo um volume máximo de 80,0 ml (máximo indicado pelo fabricante) com sub-amostras de aproximadamente 5,0 ml. A curva de calibração do transdutor de volume da ELE International é apresentada na Figura 4.6.

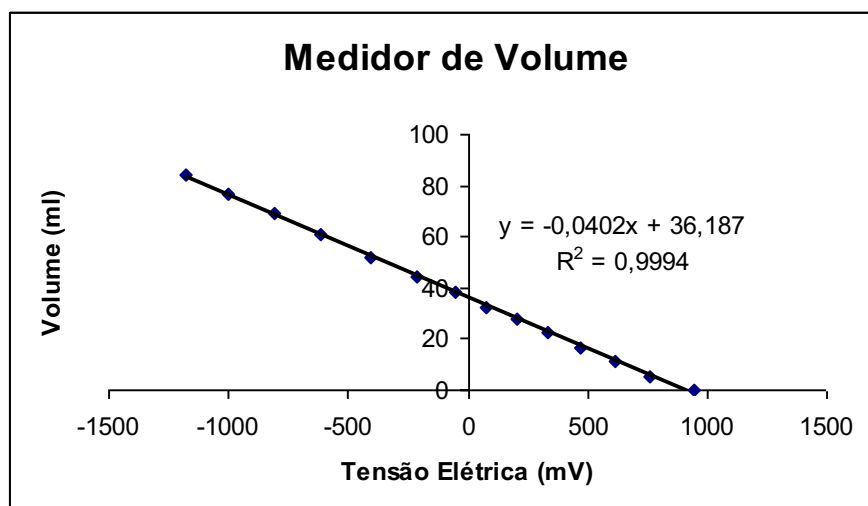


Figura 4.6. Calibração do medidor de volume ELE International

Transdutor de Pressão

Utilizou-se o manômetro do laboratório numa conexão em série e o manômetro possui um fundo de escala de $7,0 \text{ kg/cm}^2$ ou 100 psi, com precisão de $0,05 \text{ kg/cm}^2$ ou 0,5 psi. O transdutor de pressão Transtec possui a mesma capacidade do manômetro. A curva de calibração do transdutor de pressão 13706 é apresentada na Figura 4.7 e do transdutor 13707 é apresentada na Figura 4.8.

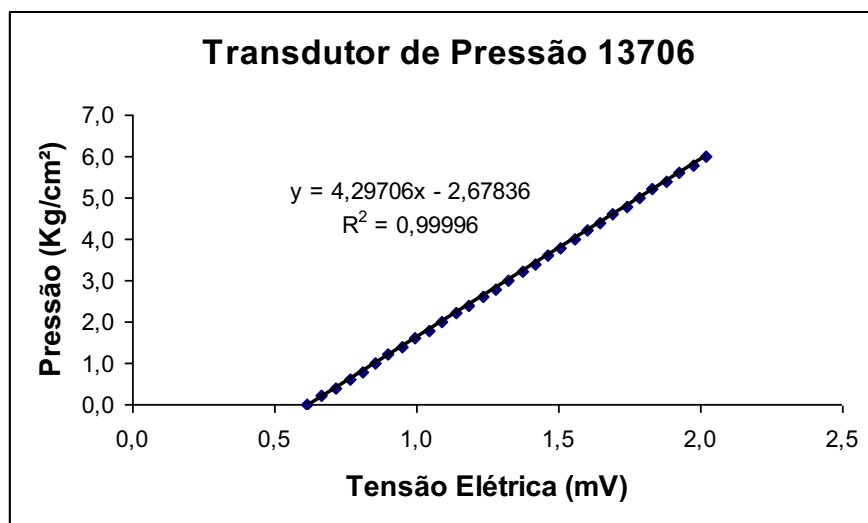


Figura 4.7. Calibração do transdutor de pressão Transtec (13706)

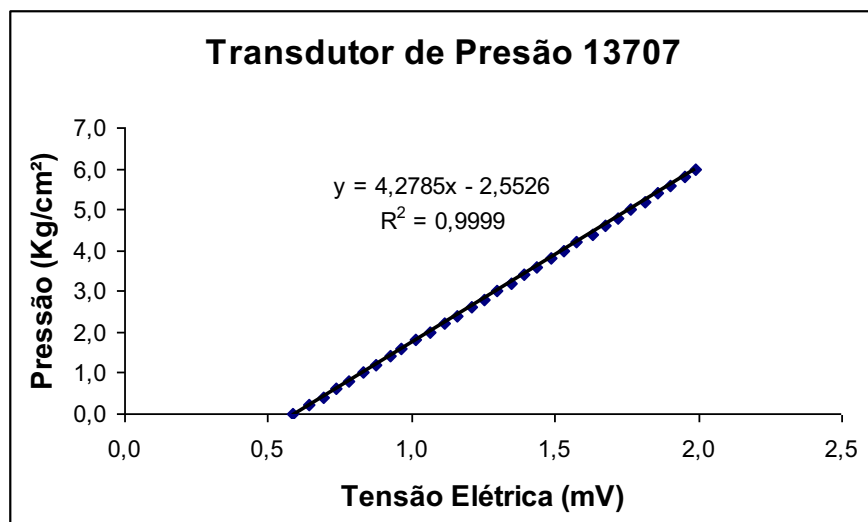


Figura 4.8. Calibração do transdutor de pressão Transtec (13707)

Sensores de Efeito Hall

O efeito Hall é a produção de uma diferença de tensão (a tensão Hall) através de um condutor elétrico, transversal a uma corrente elétrica no condutor e um campo magnético perpendicular à corrente. Ele foi descoberto por Edwin Hall em 1879. O coeficiente Hall é definido como a razão entre o campo elétrico induzido ao produto da densidade de corrente e o campo magnético aplicado. É uma característica do material a partir do qual o condutor é feito, pois seu valor depende do tipo, número e propriedades dos portadores de carga que constituem a corrente.

Utilizou-se um calibrador de dimensões 160 x 50 x 30 mm e um micrômetro, para calibração dos sensores de efeito *Hall*. Dois sensores do tipo axial e um radial. A cada deslocamento de centésimo de milímetro no micrômetro verificava-se a resposta do respectivo sensor de efeito *Hall*. Para efeito de utilização desses sensores trabalha-se apenas no trecho linear dos mesmos, isso é conseguido durante a montagem do ensaio. As curvas de calibração dos sensores de efeito *Hall* estão apresentadas nas Figuras 4.9 (Axial 1), Figura 4.10 (Axial 2) e Figura 4.11 (Radial).

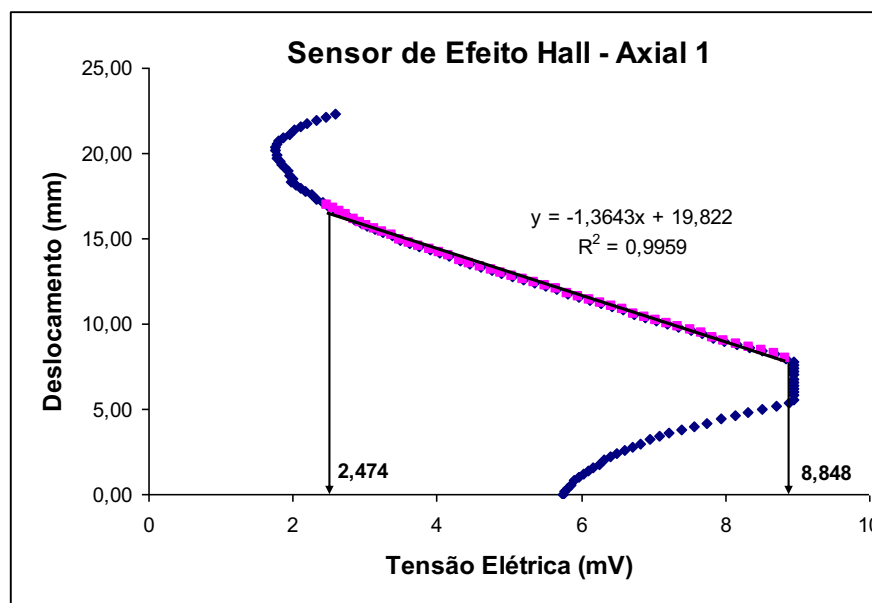


Figura 4.9. Calibração do sensor de efeito Hall - Axial 1

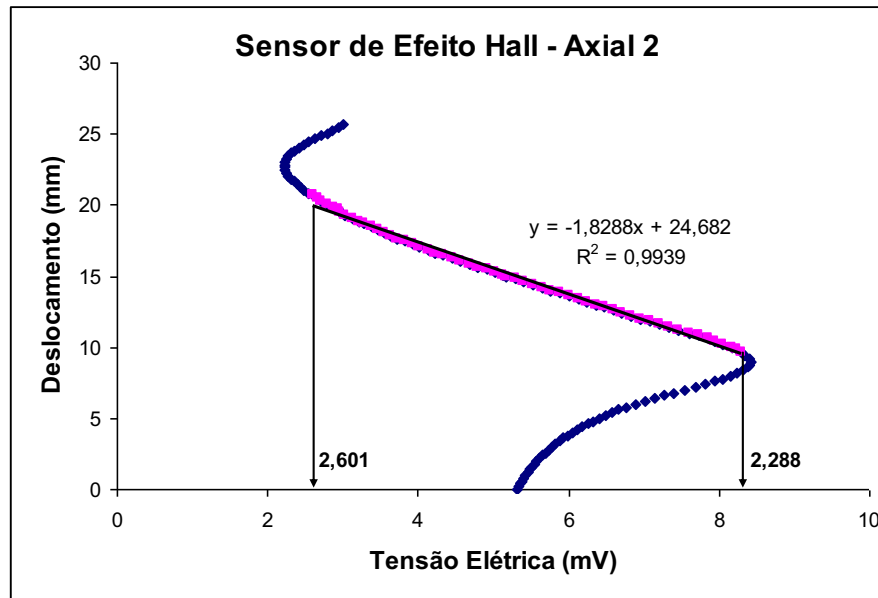


Figura 4.10. Calibração do sensor de efeito Hall - Axial 2

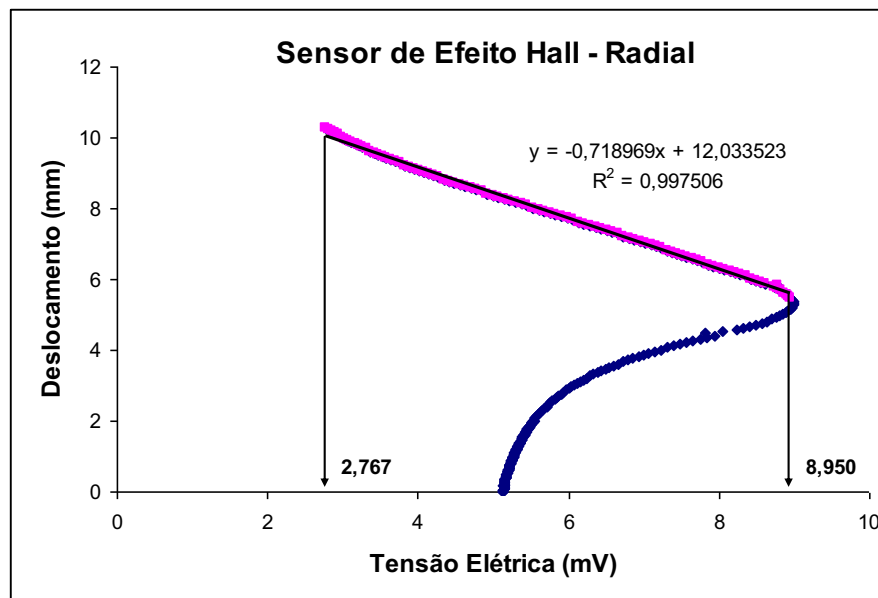


Figura 4.11. Calibração do sensor de efeito Hall - Radial

Definição das constantes

Como todos os transdutores possuem uma resposta linear as excitações aplicadas utilizaram-se o método dos mínimos quadrados para obter o coeficiente angular (ganho) e o coeficiente linear (*offset*) da reta de saída. Essas constantes são de extrema importância para o correto funcionamento dos dispositivos com o sistema de aquisição de dados.

Análise de erro de calibração.

Transdutor de deslocamento externo

Para este dispositivo encontrou-se os mesmos dados que foram fornecidos pelo fabricante (certificado de calibração) o que nos concebe um erro máximo aproximado de 0,66% sobre uma medida.

Célula de carga

Obteve-se uma imprecisão de aproximadamente 50g o que corresponde a 0,016% de sua capacidade máxima. Os dados de calibração do fabricante indicam um erro menor que 0,1% sobre uma medida, o que indica um erro de aproximadamente de 60g. Assim podemos concluir que os resultados de nossa calibração são compatíveis com os do fabricante.

Transdutor de Volume

A precisão deste transdutor varia entre 0,3 - 0,1 ml (valor testado em laboratório e não fornecidos pelo fabricante). A existência de bolhas de ar dentro das conexões pode se tornar a principal fonte de erro, sendo difícil a eliminação completa desse tipo de erro. Outra fonte de erro é a proveta que possui uma imprecisão de 0,05 ml, além do fator humano. Ao comparar com os medidores de volume utilizados atualmente no laboratório o transdutor possui um erro maior, porém bem próximo ao erro das buretas. Para ensaios triaxiais em solos que variam o volume acima de 30 ml o erro é menor que 1%.

Transdutores de Pressão

Os dados do fabricante indicam um erro de 0.7% para temperaturas entre 32 e 120°C, Os resultados da calibração indicaram uma precisão igual e às vezes superior a do manômetro do laboratório.

4.4.3. Informações Técnicas Sobre os Dispositivos

Na automação do laboratório de solos foi utilizado o sistema de aquisição de dados AGILENT 34970A. Preferencialmente utilizou-se o Agilent devido a seu fácil manuseio e compatibilização, além de possuir mais canais para o acoplamento dos transdutores.

Em geral o sistema de aquisição de dados é controlado pelo micro computador, mas no caso do agilent é possível controlá-lo tanto pelo computador quanto pelo seu painel de controles. O circuito de interface simplesmente distribui a alimentação aos sensores e recolhe o sinal analógico oriundo dos transdutores, sinal este que será processado pelo sistema de aquisição. Em resumo, na Figura 4.12 tem-se o seguinte diagrama de blocos, que mostra as conexões e o sentido do tráfego de informações.

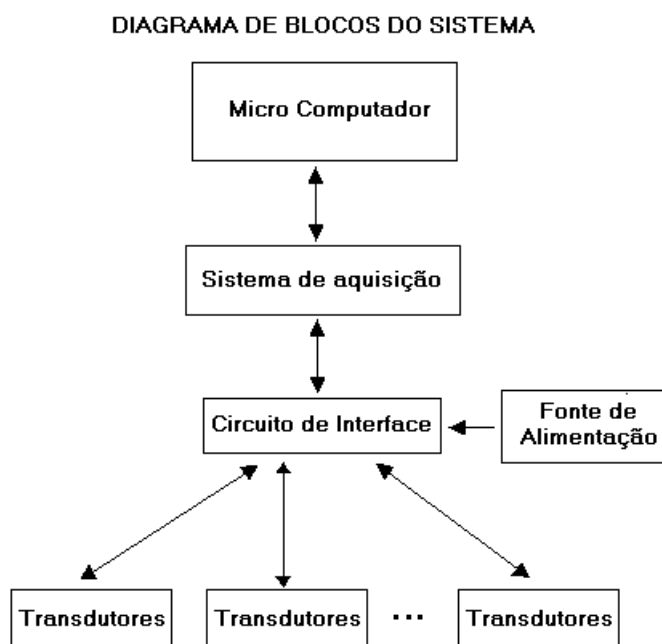


Figura 4.12. Diagrama de blocos do sistema

As informações sobre os transdutores foram recolhidas nos sites dos fabricantes e em manuais e catálogos. Bem como os detalhes das conexões para cada dispositivo e o esquema de conexões da caixa de interface entre os transdutores e o sistema de aquisição.

Na conexão com o sistema de aquisição foram usados um conector DB25 e um DB9, este último para a ligação de um alarme de utilidades diversas (fim de curso, finalização de um processo).

As informações dos dados dos transdutores são obtidas pelo programa da HP e apresentadas na tela do computador em tempo real, conforme observa-se na Figura 4.13.



Figura 4.13. Gráfico de resposta do programa da HP (Graphics Setup)

Conectores

Definido como padrão do Laboratório de Geotecnia da UFPE temos o seguinte esquema de conexões. A Figura 4.14 representa conector DIN 5 pinos fêmeas e em vista frontal e as Figuras 4.15 a 4.18 representam o esquema elétrico e eletrônico do sistema.

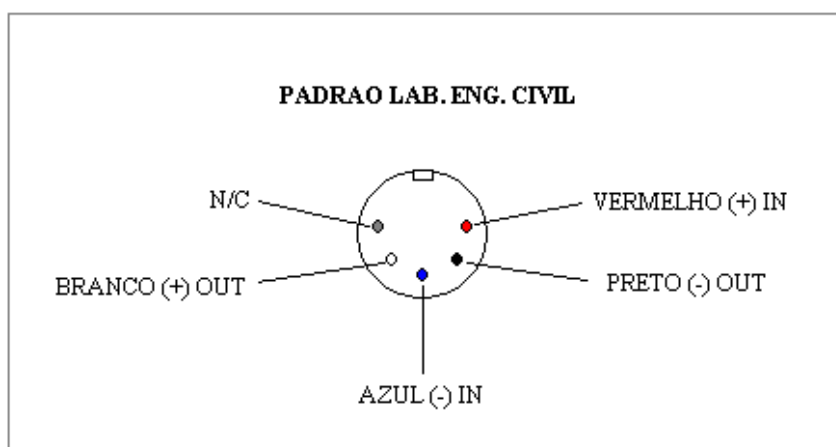


Figura 4.14. DIN 5 pinos - padrão Laboratório de Geotecnia e Instrumentação da UFPE

Esquemas elétricos

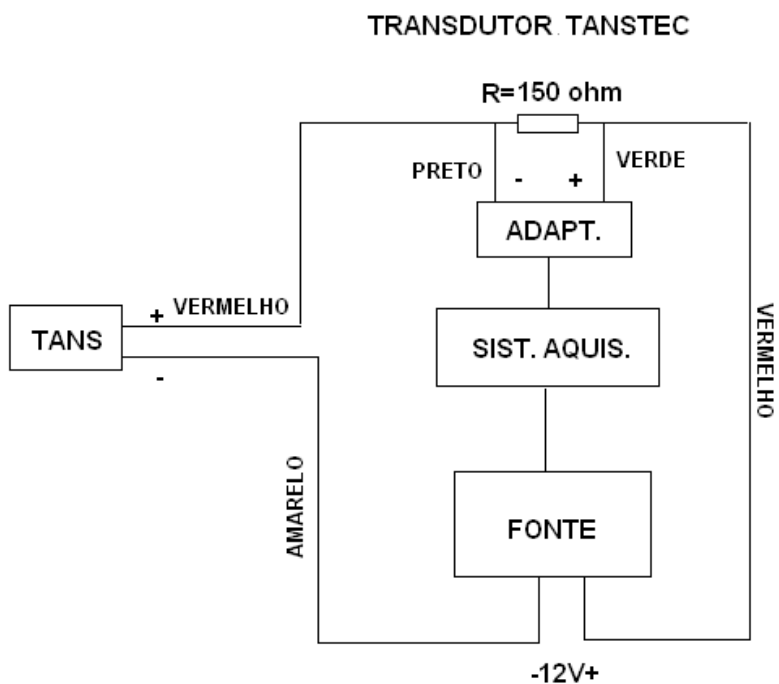


Figura 4.15. Esquema elétrico do sistema de aquisição de dados

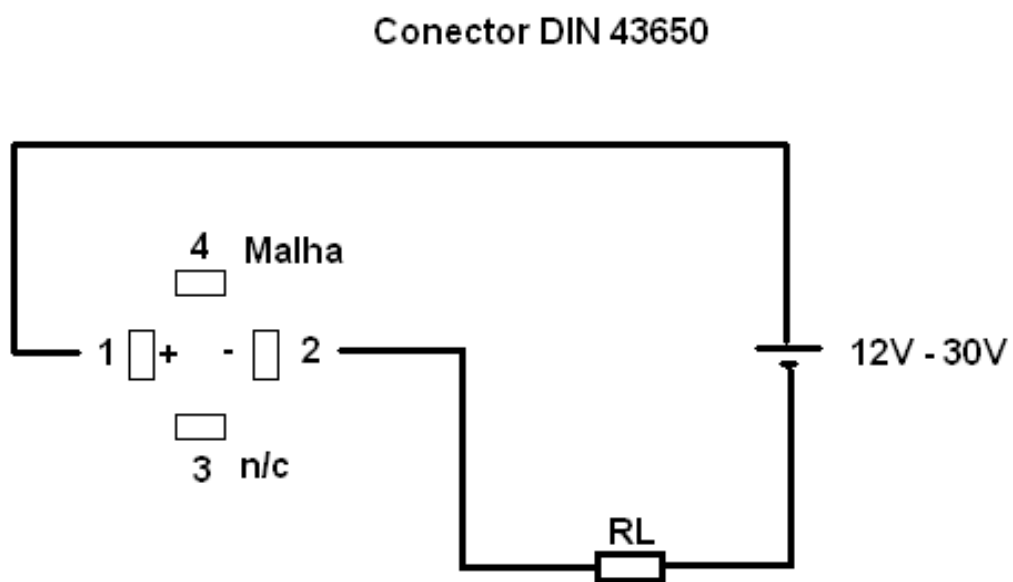


Figura 4.16. Esquema do conector DIN 43650

Esquema Elétrico e Pinagem do Sensor de Efeito Hall

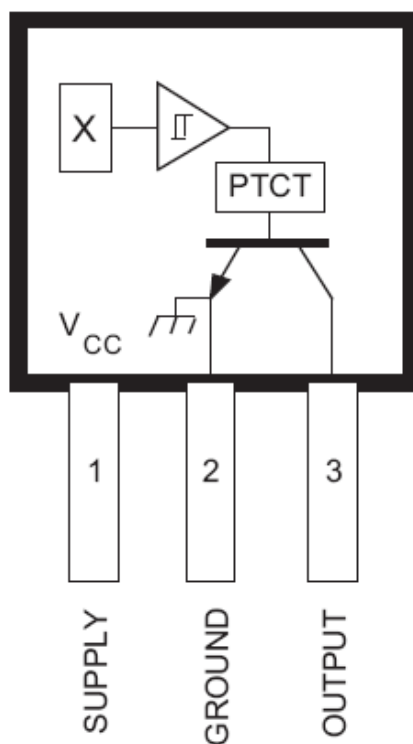


Figura 4.17. Esquema elétrico e pinagem dos sensores de efeito Hall

Esquema elétrico do transdutor de deslocamento GEFRAN

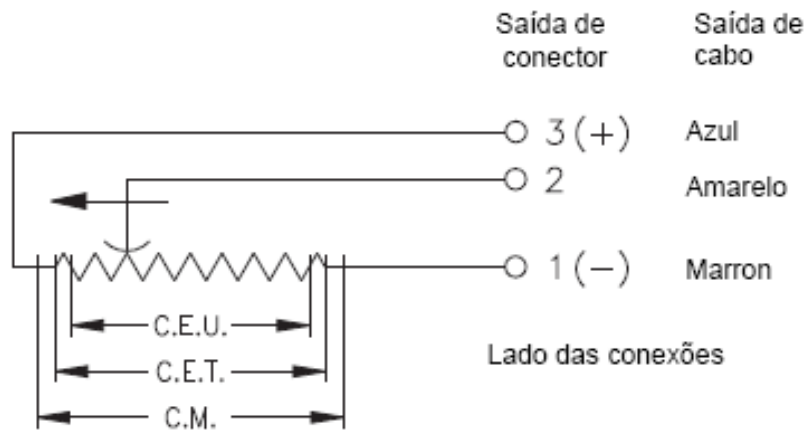


Figura 4.18. Esquema elétrico do transdutor de deslocamento GEFran

4.5. Ensaios Triaxiais Drenados

As principais atividades de laboratório foram realizadas através de ensaios triaxiais drenados, com medidas de pequenas deformações, sobre amostras de solo da Formação Barreiras, preparadas em laboratório com cimentação artificial utilizando cimento Portland (CP V - ARI), amostras compactadas sem cimentação e em amostras indeformadas das principais camadas que compõem o perfil geotécnico da encosta. Além dos ensaios triaxiais drenados, foram realizados ensaios de caracterização física, química e mineralógica dos solos dessas camadas.

A primeira parte dos estudos de laboratório consistiu na caracterização física, química e mineralógica do material coletado nas principais camadas representativas da falésia.

A segunda parte consistiu na identificação das características de resistência, no mapeamento da superfície de escoamento plástico do solo e análise da influência da intensidade das ligações entre as partículas sobre essa superfície através da realização de ensaios triaxiais drenados convencionais em amostras com dimensões de 10,0 cm de diâmetro e 20,0 cm de altura, com medidas de pequenas deformações, em amostras de solos indeformadas, naturalmente cimentados, com fraca cimentação natural ou sem cimentação natural, coletados ao longo do perfil da falésia e ensaios com o solo desestruturado; visando comparar os comportamentos das amostras indeformadas, cimentadas artificialmente e desestruturadas.

A terceira parte consistiu no estudo do efeito das ligações entre as partículas de um solo representativo da falésia da Formação Barreiras, coloração marrom avermelhada, coletado no topo, artificialmente cimentado, com variados teores de cimento e porosidade, através da realização de ensaios triaxiais CID com medidas de pequenas deformações utilizando os sensores de efeito Hall.

O solo da terceira etapa do estudo foi escolhido por ser o mais homogêneo, tanto na coloração quanto em sua composição mineralógica e química. Os solos das camadas da base e do meio (face) são variegados e se apresentam com grandes variações de textura, cor e mineralogia.

Os ensaios triaxiais foram interpretados à luz da Teoria dos Estados Críticos e o comportamento do solo cimentado analisado de acordo com a estrutura conceitual proposta com base nos trabalhos analisados na bibliografia.

O estudo do comportamento de solos estruturados em amostras naturalmente cimentadas é de difícil realização, pois a amostragem promove danos à própria estrutura do material (Clayton, Hight e Hopper, 1992). Assim, este estudo foi desenvolvido com materiais naturalmente cimentados tentando-se reduzir ao máximo sua perturbação e com materiais artificialmente cimentados para suprir as condições necessárias para o estudo, de maneira que a perturbação possa ser eliminada.

Este estudo de laboratório teve como objetivo fundamental quantificar a influência do teor de cimento e da porosidade (densidade) sobre a resistência ao cisalhamento através de ensaios triaxiais consolidados isotropicamente drenados (CID) em amostras com e sem cimentação artificial, buscando as respostas relacionadas ao comportamento tensão-deformação, à tensão desvio, parâmetros de resistência de pico e da deformação pós-pico (c' e Φ'), análise da rigidez e dilatância das amostras.

As variáveis investigadas foram:

- Densidade do solo-cimento ou do solo natural - expressa através da porosidade (n) ou do peso específico aparente seco (γ_d);

- Teor de cimento (C) – massa de cimento (c_i) dividida pela massa do solo seco expressa em porcentagem, 2, 3,5 e 5%;

- Tensões confinantes efetivas diferentes (σ_c), 20, 100 e 300 kPa;

- Fator Vazios/cimento (n/C_{iv}) – expressa em termos de porosidade da mistura compactada e do teor de cimento volumétrico ajustado por um expoente definido para o solo da Formação Barreiras e o cimento adotado para a mistura CP V - ARI - RS. Sendo $C_{iv} = V_{ci}/V_{cp}$ (volume de cimento, obtido da massa e densidade real do cimento, dividido pelo volume total da amostra).

As variáveis fixas foram:

- Tipo de solo – solo sedimentar da Formação Barreiras;
- Tipo de agente cimentante – Cimento Portland de alta resistência inicial (CP V - ARI - RS);
- Teor de umidade de moldagem – 10%, apresentada no item 4.3.2;
- Tempo de cura úmida – 7 (sete) dias;
- Taxa de deformação nos ensaios de compressão triaxial do tipo CID – 0,006% ou 0,012 mm/min.

O estudo foi conduzido em três blocos (B1, B2 e B3) de amostras indeformadas do solo da Formação Barreiras, coletados na falésia da Ponta do Pirambu, sendo o bloco B1 de topo (coletado a 2,5 metros de profundidade), o bloco B2 na porção média da face da falésia (meio – 10,0 metros de profundidade) e o bloco B3 na base da falésia (20,0 metros de profundidade) e com solo-cimento compactado.

O solo empregado para ensaios cimentados artificialmente e compactado sem cimento foi relativo ao bloco B1, ou seja, o solo da camada superior; esta camada é a mais intemperizada, apresenta a coloração marrom avermelhada, fraca cimentação e é bastante homogênea sob o ponto de vista mineralógico e visual.

Para efeito de padronização e facilidade de comparação com outros resultados obtidos em outros ensaios com diferentes tipos de solos, adotou-se, tanto quanto possível, neste estudo, a nomenclatura e a simbologia empregada na UFRGS de acordo com (Prietto, 2004; Foppa, 2005; Rotta, 2005; Dalla Rosa, 2006; Cruz, 2008, Festugatto, 2008).

O programa de ensaios foi elaborado com base na massa específica aparente seca de campo e nas curvas de compactação do solo relativo ao bloco B1, para as energias usuais do ensaio de Proctor (normal, intermediária e modificada) e a

localização dos pontos de moldagem dos corpos de prova seguindo a sistemática adotada por Foppa (2005).

A partir das curvas do ensaio Proctor (normal, intermediário e modificado) obteve-se pontos posicionados em uma linha vertical denominada linha “A”, com mesmo teor de umidade (próxima da ótima) e diferentes massas específicas aparentes secas.

No item “4.3.2 - Ensaios de Compactação”, desta tese, foram apresentadas as curvas de compactação relativas ao solo de topo da Formação Barreiras da Ponta do Pirambu e localizada a linha A com os pontos A_1 com o peso específico aparente seco de campo, A_2 na curva com energia normal e A_3 próximo a curva com energia intermediária.

Os teores de cimento adotados foram baseados na experiência brasileira e internacional com solo-cimento e após a realização de ensaios de compressão simples com teores de cimento de 2%, 5% e 10% onde verificou-se que teores entre 2% e 5% de cimento atenderiam as resistências mecânicas exigidas pelo estudo. Um resumo dos ensaios triaxiais com cimentação artificial está apresentado na Tabela 4.3.

Tabela 4.3. Programa de ensaios triaxiais do tipo CID - solo cimentado artificialmente

RESUMO DOS ENSAIOS COM CIMENTAÇÃO ARTIFICIAL – TOTAL 27					
% CIMENTO	Nº ENSAIOS	TENSÃO CONFINANTE	Nº ENSAIOS	PESO ESPECÍFICO SECO	Nº ENSAIOS
2	9	20 kPa	9	17,2 kN/m ³	9
3,5	9	100 kPa	9	18,0 kN/m ³	9
5	9	300 kPa	9	18,8 kN/m ³	9
TOTAL	27	TOTAL	27	TOTAL	27

* OBS: Foram realizados mais três ensaios com amostras compactadas sem cimentação, relativas ao bloco B1, com peso específico aparente seco de 17,2 kN/m³.

Na Tabela 4.4 estão apresentados cada um dos 27 (vinte e sete) ensaios

triaxiais CID realizados no solo cimentado relativo ao bloco B1 e na observação desta Tabela aparecem os três ensaios com este solo compactado sem cimentação.

Os 09 (nove) ensaios triaxiais CID realizados nos blocos de B1, B2 e B3, estão apresentados na Tabela 4.5.

Tabela 4.4. Ensaios triaxiais do tipo CID com amostras cimentadas artificialmente

ENSAIOS COM CIMENTAÇÃO ARTIFICIAL		
CID(2)20A1	CID(2)20A2	CID(2)20A3
CID(2)100A1	CID(2)100A2	CID(2)100A3
CID(2)300A1	CID(2)300A2	CID(2)300A3
CID(3,5)20A1	CID(3,5)20A2	CID(3,5)20A3
CID(3,5)100A1	CID(3,5)100A2	CID(3,5)100A3
CID(3,5)300A1	CID(3,5)300A2	CID(3,5)300A3
CID(5)20A1	CID(5)20A2	CID(5)20A3
CID(5)100A1	CID(5)100A2	CID(5)100A3
CID(5)300A1	CID(5)300A2	CID(5)300A3

* $A_1 = 17,2 \text{ kN/m}^3$, $A_2 = 18,0 \text{ kN/m}^3$ e $A_3 = 18,8 \text{ kN/m}^3$ e Teor de umidade de moldagem = 10%

A notação adotada é apresentada conforme o exemplo:

CID(2)20A1 (Ensaio triaxial drenado, com teor de cimento de 2%, tensão confinante de cisalhamento de 20 kPa, índice de vazios correspondente a posição A1 nas curvas do ensaio de Proctor)

Tabela 4.5. Programa de ensaios triaxiais do tipo CID com amostras indeformadas

ENSAIOS COM CIMENTAÇÃO NATURAL		
CID20B1	CID20B2	CID20B3
CID100B1	CID100B2	CID100B3
CID300B1	CID300B2	CID300B3

* OBS: $B_1 = 17,2 \text{ kN/m}^3$, $B_2 = 18,4 \text{ kN/m}^3$ e $B_3 = 18,8 \text{ kN/m}^3$

A notação adotada é apresentada conforme o exemplo:

CID300B1 (Ensaio triaxial drenado, com amostras indeformada do Bloco 01, tensão confinante de cisalhamento de 300 kPa).

4.5.1. Preparação das Amostras

As amostras com cimentação natural foram moldadas a partir de blocos indeformados coletados na área de estudo, a moldagem foi feita com auxílio de serras, facas, espátulas, limas e lixas até atingirem as dimensões previstas para o ensaio, diâmetro de aproximadamente 100 mm e altura de aproximadamente 200 mm.

As amostras com cimentação artificial foram moldadas com as medidas descritas acima e preparadas com quantidades necessárias de solo, água destilada e cimento CP V - ARI - RS, para alcançar a porcentagem de cimento, teor de umidade e massa específica aparente seca, previstos para cada amostra.

Para cada amostra uma quantidade de finos igual ao peso do cimento acrescentados na mistura foi removida do solo, com vistas a não alterar a granulometria do mesmo.

As corretas misturas de solo-cimento-água destilada foram colocadas em um cilindro com as dimensões internas de 200 mm de altura e 100 mm de diâmetro em quatro camadas compactadas estaticamente, com o objetivo de alcançar o peso específico aparente seco especificado para cada amostra.

Antes da colocação da camada seguinte foi feita a escarificação da camada anterior. O molde em todas as moldagens foi lubrificado com vaselina e colocado papel filtro tanto na base como no topo do mesmo para evitar aderências do solo.

O procedimento de mistura e compactação, a partir da colocação da água de amassamento durou um máximo de 30 minutos, a fim de evitar perdas excessivas de umidade.

Foram retiradas duas cápsulas de solo para verificar a umidade, uma entre a preparação da 2ª para 3ª camada e outra entre a 3ª para 4ª camada.

Após a mistura e homogeneização do material, as quantidades referentes a cada camada foram acondicionadas em sacos plásticos com zíper para diminuir a perda de umidade. A umidade natural do solo destorroado em laboratório fica em torno de 0,5% e observou-se que esta umidade inicial compensa as perdas durante a moldagem.

As amostras foram pesadas logo após a moldagem e descontado o peso do molde. O peso e as dimensões de cada amostra são controlados e cuidadosamente avaliados através de um rígido critério de aceitação. As raras amostras que não atingiram as especificações desejadas foram descartadas.

A tolerância em relação aos critérios de aceitação são os seguintes: variação de até 1% no peso específico aparente seco, variação de 1,0 mm para o diâmetro e 2,0 mm para a altura da amostra e teor de umidade de moldagem variando entre 9,5% e 10,0%.

Após 12 horas as amostras foram retiradas dos moldes. Durante todo esse tempo permaneceram em sacos plásticos zipados, na câmara úmida, sendo, no sexto dia, colocadas dentro de um balde plástico com água destilada, na câmara úmida para facilitar a saturação.

No sétimo dia era feita a montagem do ensaio e a amostra deixada para percolar, de um dia para o outro, da base para o topo com uma tensão efetiva de 20 kPa. No oitavo dia, ou seja, depois de transcorridos sete dias da moldagem, era feita a saturação, adensamento e iniciado o cisalhamento.

A sequência de atividades de moldagem pode ser observada na Figura 4.19.

		
(a) Mistura do solo com cimento	(b) Homogeneização e adição de água destilada	(c) Pesagem das quatro camadas
		
(d) Compactação estática por camada, com escarificação	(e) Desmoldagem, pesagem e aceitação da amostra	(f) Cura em câmara úmida (último dia imerso em água)

Figura 4.19. Seqüência do procedimento de moldagem das amostras

4.5.2. Montagem, Percolação, Saturação e Adensamento das Amostras Ensaaiadas

Ensaio triaxiais adensados isotropicamente drenados (CID) em amostras com dimensões de 10,0 cm de diâmetro e 20,0 cm de altura, com medidas de pequenas deformações, através de sensores internos do tipo Hall, foram realizados com o objetivo de analisar as características das curvas tensão-deformação em solos-cimentados artificialmente e em amostras indeformadas.

A realização dos ensaios CID em solos-cimentados artificialmente foi feita com três diferentes índices de vazios que foram baseados nos ensaios de compactação de Proctor e na massa específica aparente seca de campo, posicionados na linha “A”, com 10% de umidade de moldagem, ($A_1 = 1,72 \text{ g/cm}^3$, que é a massa específica

aparente de campo e fica localizada abaixo da curva do ensaio Proctor normal; $A_2 = 1,80 \text{ g/cm}^3$ na curva do Proctor normal e $A_3 = 1,88 \text{ g/cm}^3$, acima da curva do Proctor normal, equidistante do ponto A_1) (ver Figura 4.2); moldados com três diferentes teores de cimento (C) 2%, 3,5% e 5% e rompidos com tensões efetivas confinantes de cisalhamento de 20, 100 e 300 kPa e contra-pressão de 400 kPa.

No caso das amostras cimentadas artificialmente e curadas na câmara úmida, no sexto dia de cura elas são imersas em um balde com água destilada para facilitar a saturação.

No sétimo dia de cura, a amostra é retirada do balde, que se encontra dentro da câmara úmida e colocada na célula triaxial para montagem do ensaio CID; no caso das amostras indeformadas esse procedimento de montagem é realizado logo após a moldagem evitando-se a saturação prévia. A partir desse momento, tanto o ensaio com amostras naturais indeformadas ou compactadas como as amostras cimentadas artificialmente, seguem o mesmo procedimento descrito a seguir.

Coloca-se a pedra porosa metálica com papel filtro tanto no topo como na base da amostra e logo a seguir coloca-se a membrana de borracha, adaptando-se o top cap para circulação da água de percolação no sentido de baixo para cima da amostra; logo a seguir cola-se e regula-se os sensores de efeito Hall na membrana de borracha, de maneira que seu sinal de resposta fique no trecho linear da calibração e com espaço para deslocamento ainda no trecho linear para evitar leituras no trecho não linear.

Após a montagem e enchimento da célula triaxial com água destilada, inicia-se a circulação de água pela amostra, a percolação da água é feita da base para o topo, com uma carga hidráulica de 10 kPa e tensão confinante de 30 kPa. Após 24 horas de circulação de água e que pelo menos uma quantidade de água igual a metade do volume da amostra ou mais tenha percolado, inicia-se a saturação.

Os ensaios triaxiais CID foram saturados por contra-pressão até 400 kPa, com base no parâmetro de poro-pressão B (Skempton, 1954); com vistas a redução ao máximo da influência da sucção na resistência mecânica. A técnica utilizada foi a aplicação de incrementos de 50 kPa de tensão total, em intervalos de meia hora,

mantendo-se constantes as tensões efetivas, no caso 20 kPa. A partir da aplicação da tensão total de 230 kPa verificou-se o parâmetro B de Skempton a cada aplicação de incremento de 50 kPa. O último incremento é o único de 40 kPa e a tensão confinante resultante é de 420 kPa, com contra-pressão de 380 kPa; após a estabilização das pressões obtém-se o valor final do Parâmetro B e finalmente aplica-se a contra-pressão de 400 kPa.

Na Figura 4.20 é mostrada a sequência de instalação da amostra na célula triaxial.

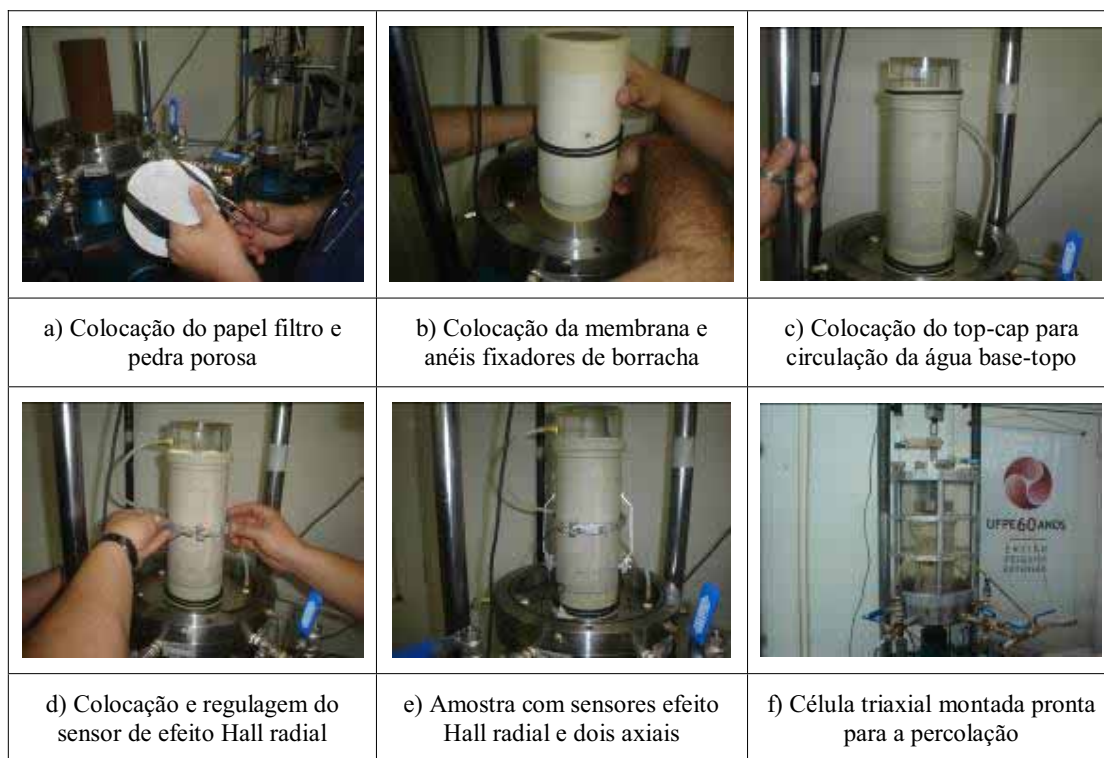


Figura 4.20. Sequência de instalação da amostra na célula triaxial

Os procedimentos gerais dos ensaios triaxiais do tipo CID seguiram, basicamente aqueles descritos por Bishop & Henkel (1962). O solo estará completamente saturado quando o valor do parâmetro B for igual 1,0 ou na prática for pelo menos 0,98; ou ainda, após três medições iguais, com valores próximos a este. Entretanto, para alguns tipos de solos, duros ou muito duros, sejam compactados, estruturados ou cimentados o valor de B na saturação pode ser inferior a 1,0 com 100% de saturação e bem menor do que isso com 95% de saturação.

Cruz (2008) apresenta os níveis de saturação de solos estudados por Black e Lee (1973) que consideraram as seguintes categorias de solos:

Solos moles – argilas moles normalmente adensadas; Solos médios – argilas ligeiramente sobre-adensadas, argilas e siltes compactados; Solos duros – argilas sobre-adensadas e areias médias; Solos muito duros – argilas muito duras, areias muito densas, solos adensados sob altas tensões efetivas, solos com agentes de cimentação, mesmo de estrutura aberta.

Na Tabela 4.6 é apresentado os valores de B para diferentes níveis de saturação de acordo com Black e Lee, 1973.

Tabela 4.6. Valores do parâmetro B para solos típicos na saturação

Categoria de solo	Grau de saturação (S)		
	100% Saturação completa	95% Considerada saturada	90% Próxima da saturação
	Valores de B		
Mole	0,9998	0,992	0,986
Médio	0,9988	0,963	0,930
Duro	0,9877	0,690	0,510
Muito Duro	0,9130	0,200	0,100

* OBS:Modificado de Cruz, 2008.

Após a saturação, as amostras com tensão efetiva de 20 kPa foram consideradas adensadas para essa tensão e no caso das amostras com 100 kPa e 300 kPa de tensão efetiva, procedeu-se o adensamento até a estabilização da leitura do medidor volumétrico. Para as tensões efetivas de 100 kPa e 300 kPa as pressões de confinamento de 500 kPa e 700 kPa são aplicadas através de incrementos de tensão de 50 kPa, até atingir a tensão desejada. O comportamento da amostra é acompanhado durante o adensamento pela planilha gerada pelo programa HP, para verificar a variação volumétrica da amostra.

4.5.3. Cisalhamento, Desmontagem do Ensaio Triaxial e Exumação das Amostras Ensaaiadas

Concluído o adensamento, inicia-se o cisalhamento da amostra a uma velocidade de deformação axial de 0,012 mm/min, velocidade suficientemente lenta para evitar a geração de poro-pressão, que foi medida e monitorada durante a realização de todos os ensaios. A velocidade foi definida com base nas condições de drenagem e através de ensaios triaxiais testes realizados antes da definição do programa experimental. Essa etapa de cisalhamento nos ensaios em amostras cimentadas artificialmente durou em torno de 20 horas e nas amostras indeformadas e compactadas em torno de 30 horas, a partir do início do cisalhamento; ou seja, do momento em que se liga a prensa. Na Figura 4.21 é apresentada a célula triaxial pronta para o início do cisalhamento na prensa de dez toneladas, com a amostra devidamente saturada e adensada.



Figura 4.21. Amostra pronta para o cisalhamento na prensa Wykeham-Farrance

Após, concluído o ensaio, fotografava-se a amostra, desmontava-se o equipamento, media-se o diâmetro da amostra e retirava-se três cápsulas de umidade do solo, uma na base, outra no meio e a terceira do topo, para verificar a umidade e saturação pós-ruptura. Na Figura 4.22 é apresentada uma vista da desmontagem de um ensaio com amostra cimentada artificialmente já rompida, onde se pode visualizar o plano preferencial de ruptura da mesma, formando um ângulo de aproximadamente 45° , amostra CID(2)100A3, rompida no dia 10 de fevereiro de 2010.

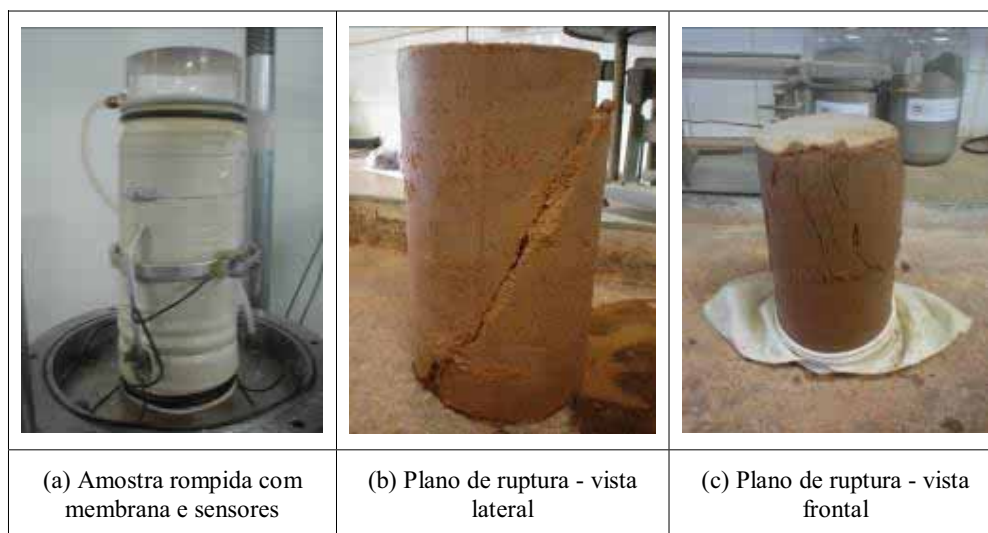


Figura 4.22. Amostra CID(2)100A3 rompida na célula triaxial e conseqüente desmontagem do ensaio

4.5.4. Considerações Finais Sobre a Execução dos Ensaio de Compressão Triaxial

Para a realização deste trabalho foram executados 67 ensaios triaxiais com amostras com dimensões de 10,0 cm de diâmetro e 20,0 cm de altura, com medidas de pequenas deformações. Desses 67 ensaios triaxiais, seis são do tipo CIU e não foram apresentados nesta tese, os demais são do tipo CID.

Oito desses ensaios são testes usados para definir a velocidade de deformação axial, de calibração de instrumentação ou para correção de defeitos apresentados por algum dos equipamentos, 14 são repetições devidas a problemas na execução do ensaio ou com a amostra e os 39 restantes estão apresentados nos capítulos 5 e 6 - Apresentação e Análise dos Resultados dos Ensaio de Laboratório.

Portanto, o grau de repetibilidade (porcentagem de ensaios que precisaram ser repetidos) é da ordem de 40%, ao considerar-se apenas as repetições, excluindo as calibrações e testes, além dos ensaios triaxiais do tipo CIU.

As dificuldades encontradas na realização dos ensaios triaxiais são inerentes ao número de ensaios realizados, ao tamanho e peso da célula triaxial, ao número de equipamentos envolvidos nos ensaios e ao número de sensores instalados no equipamento (oito, descritos anteriormente), três sensores de efeito Hall, dois axiais e um radial, duas células de pressão (tensão confinante e contra-pressão), medidor de deslocamento externo, medidor de variação volumétrica e célula de carga externa.

Dessa forma, há uma probabilidade razoável de pelo menos um desses equipamentos não funcionar perfeitamente durante a realização de alguns ensaios, nesse caso, a repetição do ensaio é inevitável.

Além dos problemas com algum dos oito sensores, pode-se ter problemas hidráulicos (vazamentos no sistema, problemas com a membrana dos bladders ou da amostra), pneumáticos (problemas com o compressor ou tubulação de ar comprimido), mecânicos (problemas com a prensa ou compressor), elétricos (problemas com a tensão na rede, curtos circuitos, fonte ou nobreak), eletrônicos (mal funcionamento ou queima dos sensores, computador e equipamentos de aquisição e concentração de dados ou mesmo com o software instalado no equipamento) ou até mesmo, uma simples falta de energia no laboratório de geotecnia, já que não dispomos de um gerador de emergência para manter todos os sistemas.

Também encontrou-se dificuldade com a pequena capacidade dos medidores elétricos de volume encontrados no mercado, máximo 100,0 ml, sendo que utilizou-se o medidor volumétrico com 80,0 ml de capacidade. A mudança da posição da chave para inverter fluxo de água no pistão e manter o ensaio drenado pode ocorrer em horário de difícil compatibilidade com as atividades de laboratório, devido ao tempo de execução dos ensaios (acima de 20 horas).

4.6. Ensaios de Compressão Simples

Os ensaios de compressão simples são de fácil e rápida realização e nos fornecem valores razoáveis de resistência mecânica. Com o objetivo de definir melhor o programa experimental foram realizados ensaios de compressão simples na condição de umidade natural e com inundação de quarenta e oito horas para assegurar a saturação das amostras. Os teores de cimento utilizados foram de 2%, 5% e 10% e o solo utilizado foi o de topo da falésia, correspondente ao Bloco 1. As amostras foram moldadas sem a retirada da parcela de finos correspondente a quantidade de cimento acrescida à mistura solo-cimento.

Severo et al. (2008) apresentaram os resultados de todos os ensaios realizados e as conclusões sobre a influência do teor de cimento e da porosidade na resistência mecânica das amostras. Nesta tese estão apresentados apenas os resultados gerais dos ensaios realizados com saturação das amostras e as conclusões gerais do artigo publicado. Na Figura 4.23 observa-se a resistência à compressão simples (q_u) para as amostras separadas pelos diferentes teores de cimento utilizados nos ensaios testes para calibrar o programa experimental.

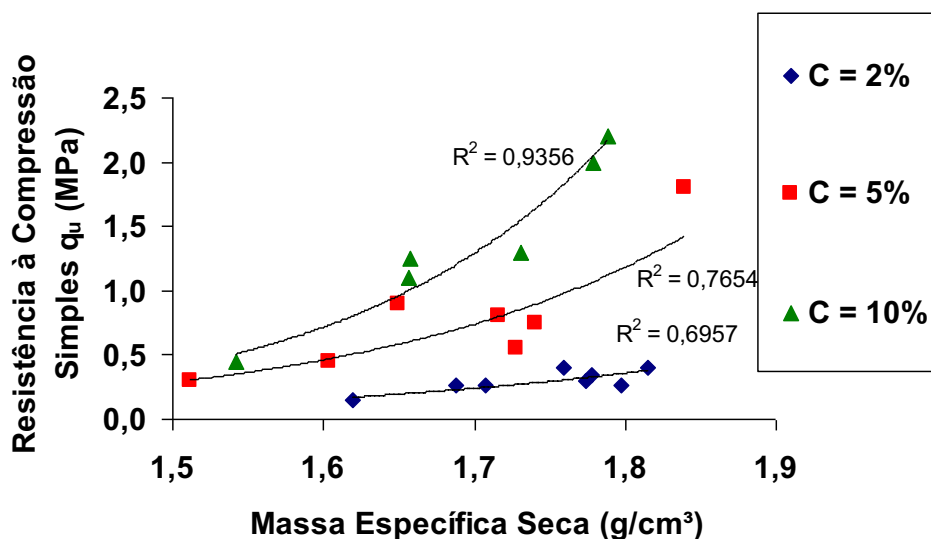


Figura 4.23. Resistência à compressão simples de amostras rompidas na condição saturada com teores de cimento de 2%, 5% e 10%

De acordo com Severo et al. (2008) as conclusões sobre este estudo experimental com amostras rompidas na condição inundada e na umidade natural foram

as seguintes: a) Para um dado teor de cimento a resistência aumenta de forma aproximadamente exponencial com o aumento da massa específica seca do solo; b) O aumento na resistência com o grau de compactação é mais pronunciado para maiores teores de cimento; c) O efeito da cimentação é mais intenso, em termos de ganho de resistência devido ao aumento do teor de cimento, para valores mais baixos de índice de vazios (ou seja, nas amostras mais compactas); d) Para uma dada massa específica aparente seca, um aumento na resistência é observado com o aumento do teor de cimento até um valor máximo alcançado, após o qual a resistência estabiliza (no caso entre 5% e 10%), na condição não inundada; e) A sucção parece afetar menos a resistência dos solos com 5% de cimento, do que os que apresentam apenas 2%; f) A inundação não afetou a resistência das amostras com 10% de cimento. Nesse caso o efeito da cimentação é mais importante que o da sucção no comportamento das amostras.

Na Figura 4.24 está apresentada a curva tensão versus fator vazios/cimento com respectivo coeficiente de ajuste para as amostras rompidas na condição inundada.

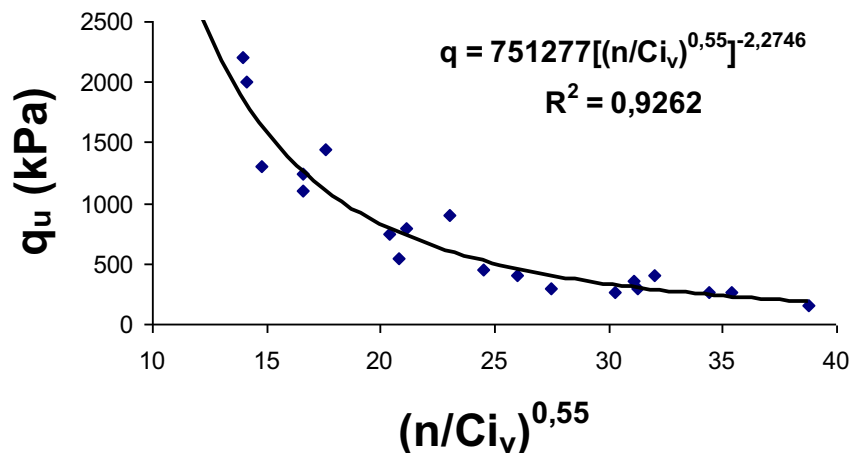


Figura 4.24. Curva tensão versus fator vazios/cimento com coeficiente de ajuste com teores de cimento de 2%, 5% e 10%

O gráfico da Figura 4.24 apresentou coeficiente de correlação de 0,9262 para as amostras rompidas sem tensão de confinamento, com expoente de ajuste de 0,55, menor do que de solos de granulometria mais grossa já estudados. Resultado compatível com o teor de finos das amostras.

CAPÍTULO V. CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA

De acordo com Coutinho e Severo (2009) um programa de caracterização geotécnica ou um programa de investigação geotécnica objetiva determinar as condições geológicas, geotécnicas, hidráulicas e outras informações relevantes a um determinado projeto de engenharia. Existem várias técnicas disponíveis para se atingir os objetivos de uma investigação geotécnica de subsolo e nestas estão incluídos ambos os ensaios, de campo e de laboratório.

Neste capítulo são apresentados os resultados dos ensaios de campo e dos ensaios de laboratório com amostras indeformadas e amolgadas dos solos das camadas que compõem o perfil geotécnico da falésia da Ponta do Pirambu. São apresentados ensaios físicos, químicos e mineralógicos dos solos. Apresentados e discutidos os resultados dos ensaios triaxiais drenados com medidores internos de pequenas deformações em amostras indeformadas e compactadas. Esses resultados são mostrados em termos de curvas tensão-deformação acompanhados de suas envoltórias ($p' \times q$) e envoltórias transformadas ($s' \times t$), com seus respectivos parâmetros de resistência mecânica. É feita a análise da rigidez e da dilatância das amostras.

A falésia da Ponta do Pirambu está cotada no marco RN 49,000; apresenta inclinação de aproximadamente 40° com a horizontal e um desnível de vinte e um metros entre o topo e a base, onde se situa um patamar intermediário.

O patamar intermediário apresenta uma variação de aproximadamente quatro metros com inclinação suave e situa-se cinco metros acima do nível médio da praia. Conforme descrito no Capítulo IV a falésia da Ponta do Pirambu foi dividida em quatro camadas, topo, meio, camada fortemente cimentada e base.

Na Figura 5.1 está apresentada a planta topográfica, com a localização dos furos de sondagem de simples reconhecimento, a sondagem mista rotativa, a localização dos piezômetros instalados e outros detalhes e instalações que fazem parte do empreendimento.

Na Figura 5.2 é apresentado um perfil vertical da falésia com as suas

respectivas camadas, cotas de localização dos três furos de sondagem de simples reconhecimento (SP-01, SP-02 e SP-03), sondagem mista (SPT + rotativa) na sua respectiva cota (SR-01), a localização de dois dos quatro piezômetros instalados (P1 e P2) nas suas respectivas cotas e o local de coleta dos blocos indeformados (B1, B2 e B3). Todas as sondagens, piezômetros e blocos coletados estão nas suas respectivas profundidades.

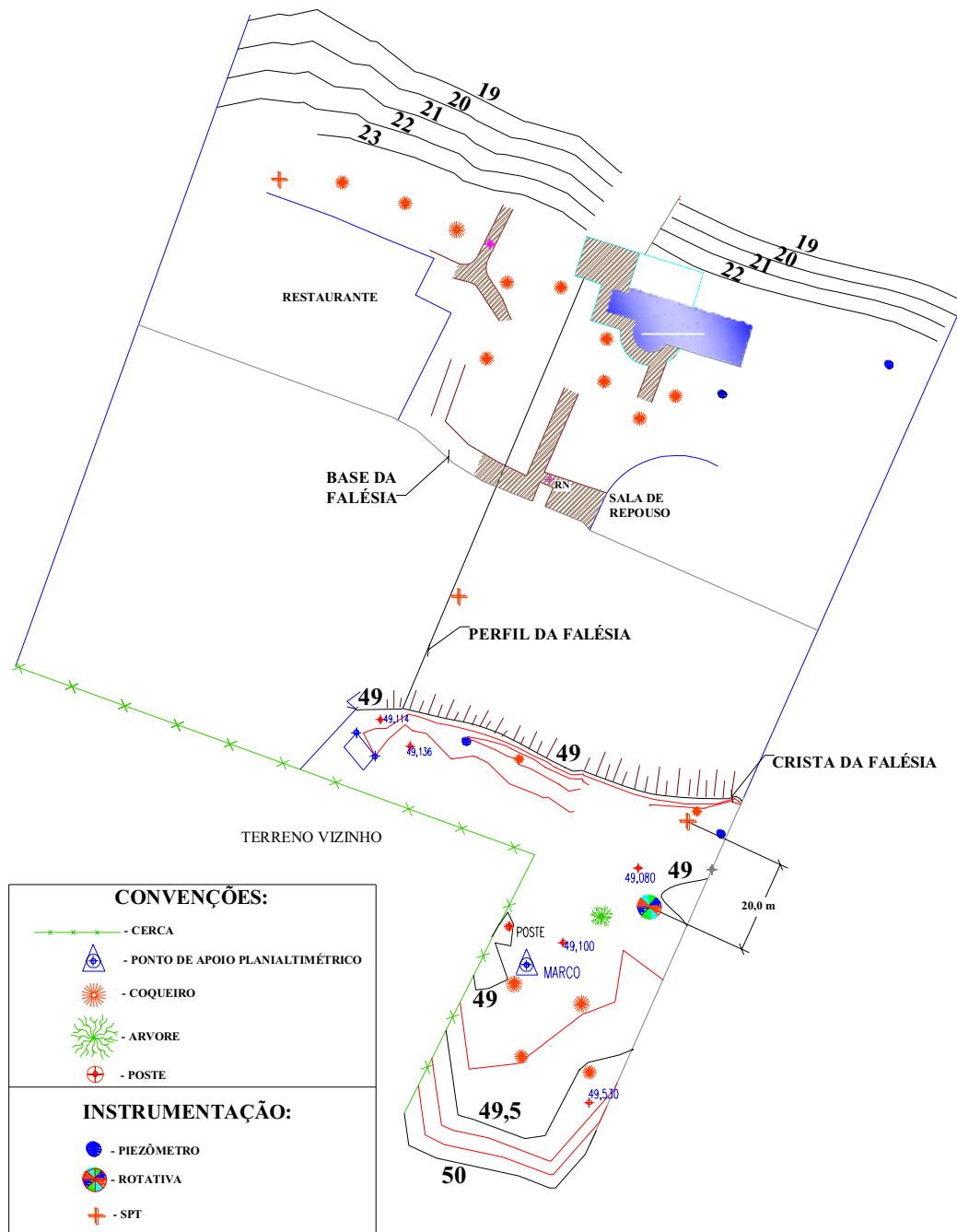


Figura 5.1. Planta topográfica da falésia da Ponta do Pirambu com localização dos furos de sondagem e piezômetros instalados

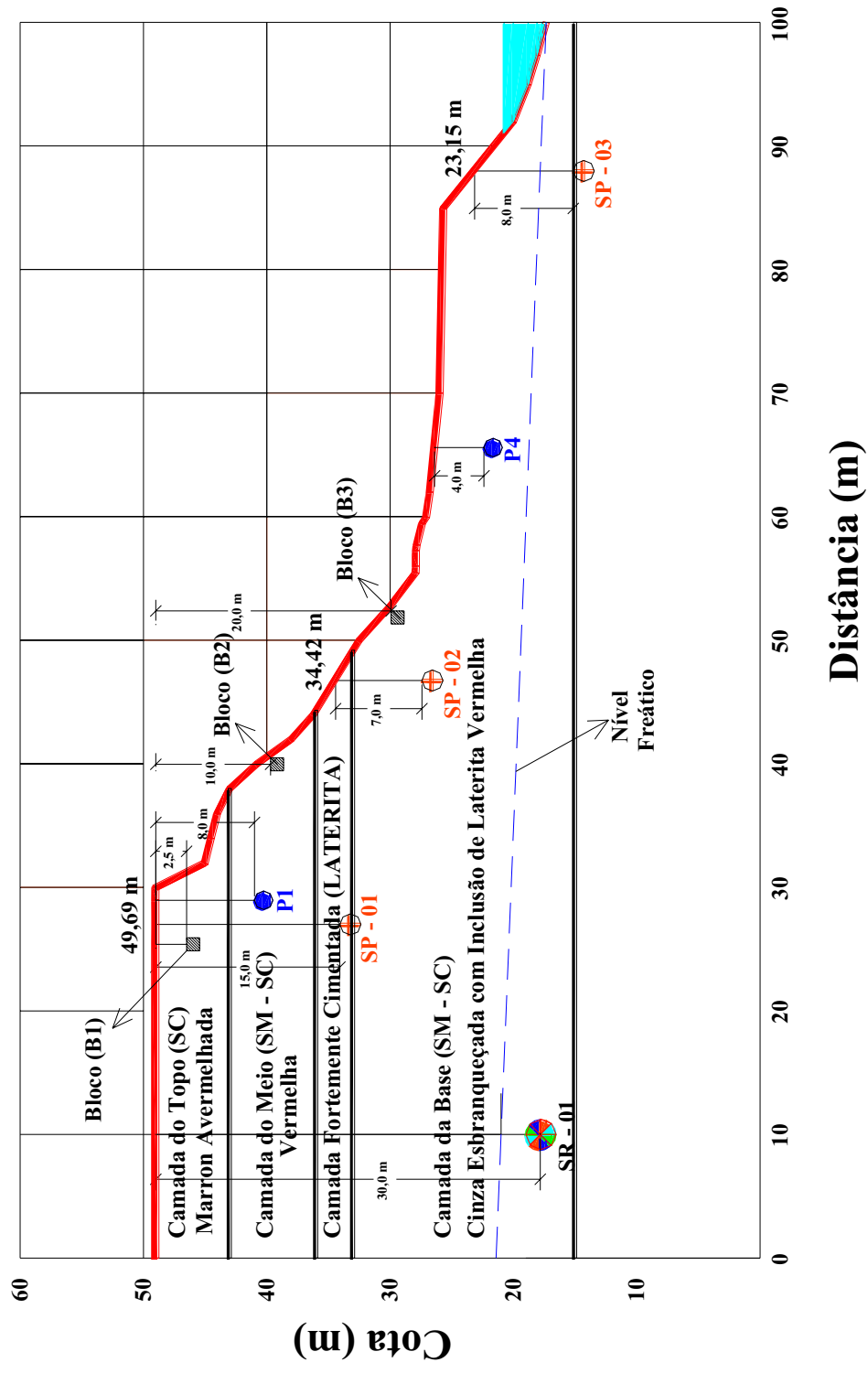


Figura 5.2. Perfil vertical da falésia com os furos de sondagem, piezômetros e local da coleta dos blocos indeformados

5.1. Sondagem de Simples Reconhecimento

Após a realização de visitas técnicas a área de estudo, realizou-se uma campanha de sondagem de simples reconhecimento (Figura 5.3) para obter o perfil de sondagem da falésia da Ponta do Pirambu.

Foram realizados três furos de sondagem, no topo (cota 49,69m), no meio (cota 34,42m) e na base da encosta (cota 23,15). Os respectivos perfis de sondagem estão apresentadas no Anexo 1 desta tese e os locais da sondagem estão localizados nas Figuras 5.1 e Figura 5.2 apresentadas.

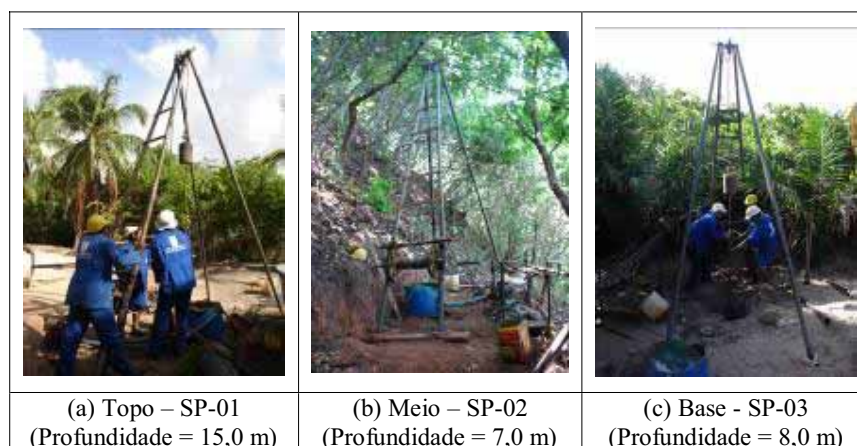


Figura 5.3. Sondagem de simples reconhecimento (SPT)

As sondagens de simples reconhecimento (SPT) foram realizadas na estação seca (fevereiro de 2007). Os furos foram executados com circulação de água, tendo sido revestido até a profundidade de três metros.

A profundidade investigada foi de quinze metros para o SP-01, sete metros para o SP-02 e oito metros para o SP-03. Não foi observada a presença de lençol d'água nas sondagens do topo (SP-01) e do meio (SP-02), sendo que o nível d'água foi detectado na profundidade de cinco metros para o furo de sondagem da base (SP-03). Todas as sondagens foram interrompidas ao ser detectado o impenetrável à percussão.

No caso do SP-01 o impenetrável foi atingido aos doze metros de profundidade. Entretanto, realizou-se um esforço extra para avançar mais três metros, o

que acarretou danos de pequena monta ao equipamento.

Foram obtidas amostras retiradas do amostrador a cada metro para o traçado do perfil de umidade da falésia na estação seca.

5.2. Sondagem Mista (SPT + Rotativa)

Realizou-se uma sondagem mista (SPT + rotativa), Figura 5.4, com vistas a obter um perfil contínuo da encosta. O furo (SR-01) com 30,0 metros de profundidade executado no topo da falésia e afastado vinte metros da borda foi perfurado com circulação de água, conforme metodologia descrita no sub-item 4.2.



Figura 5.4. Sondagem mista (SPT + rotativa)

O lençol freático foi identificado na profundidade de 28 metros quando da execução da sondagem mista rotativa na estação chuvosa. Ou seja, abaixo do nível da base da falésia. Foram obtidas amostras retiradas do amostrador a cada metro para o traçado do perfil de umidade da encosta na estação chuvosa (abril de 2011).

Apresenta-se na Figura 5.5 um perfil de sondagem mista (SPT + rotativa) realizado no topo da falésia da Ponta do Pirambu, onde se identifica a alta resistência à penetração do amostrador a partir dos doze metros de profundidade. A perfuração foi

executada com circulação de água.

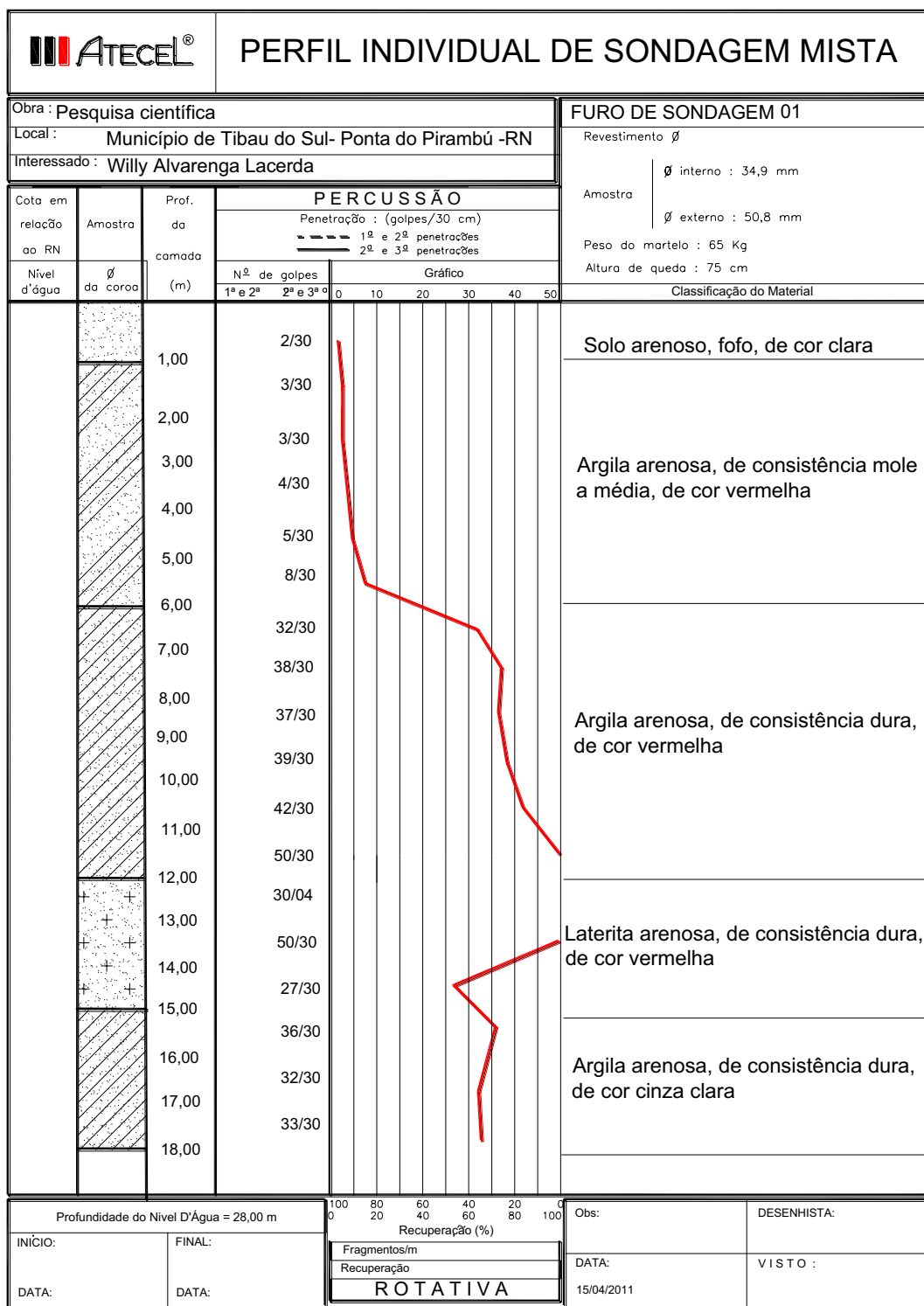
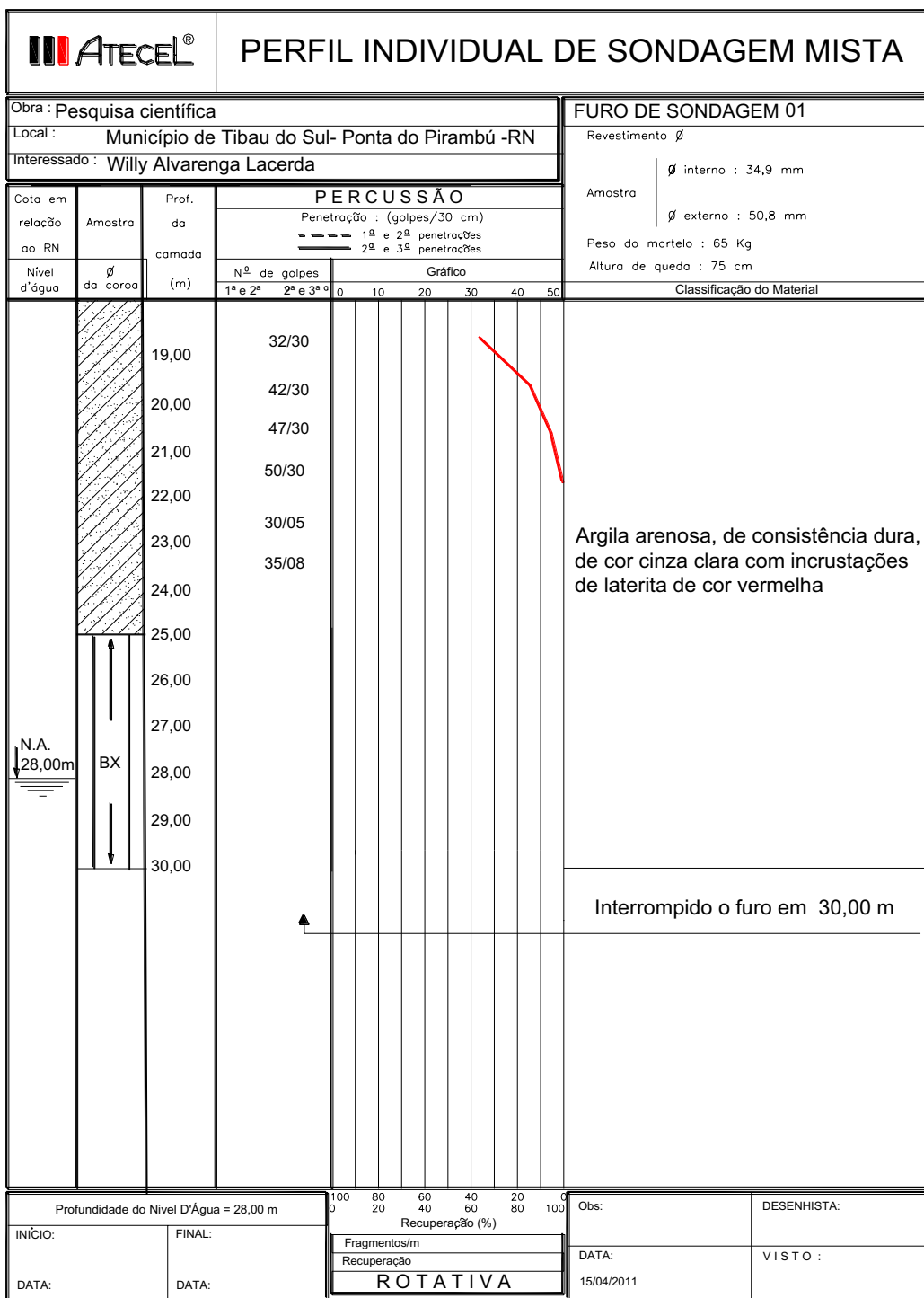


Figura 5.5. Perfil de sondagem mista (SPT + rotativa) no topo da falésia da Ponta do Pirambu



Continuação da Figura 5.5. Perfil de sondagem mista (SPT + rotativa) no topo da falésia da Ponta do Pirambu

5.3. Dados Piezométricos e Perfis de Umidade

Foram instalados quatro piezômetros na falésia conforme descrito no Capítulo IV. Além da leitura do nível d'água nos piezômetros de máxima, tipo Casagrande (Figura 5.6.a), dois no topo (Figura 5.6.b) e dois na base, foram executados perfurações a trado para obtenção de perfis de umidade em diferentes épocas.

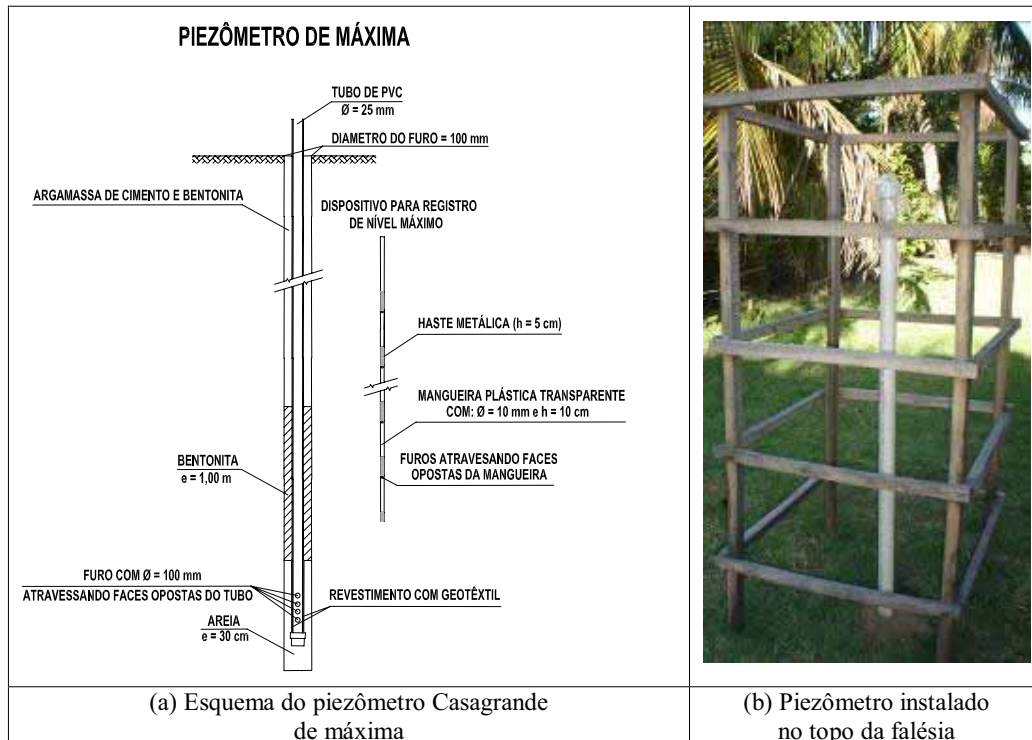


Figura 5.6. Piezômetro de máxima tipo Casagrande

As leituras dos piezômetros foram realizadas em média a cada 30 dias nos primeiros dois anos, a partir de fevereiro de 2007 e a cada dois meses após esse período. Essa leitura é possível com esses intervalos, pois os piezômetros instalados são de máxima, portanto o nível piezométrico mais elevado fica registrado na mangueira interna (Figura 5.6.a).

As leituras dos piezômetros do topo (Figura 5.6.b) não indicaram a presença de água em diferentes épocas do ano, descartando a possibilidade de existência de lençóis suspensos durante esses quatro anos de observação.

Nos dois piezômetros instalados na base detectou-se na época das chuvas, março a julho, a elevação de até 3 metros do nível d'água nos anos de 2009 e 2011, mas ainda assim abaixo do nível da base da falésia. Em 2010 a elevação do nível d'água nesses piezômetros da base foi no máximo de 2 metros.

Quando da execução dos três ensaios de sondagem de simples reconhecimento (SPT) no Topo, no Meio e na Base da falésia e uma sondagem mista (SPT + rotativa), foram coletadas amostras de umidade a cada metro, tanto no ensaio de simples reconhecimento como na sondagem mista (SPT + rotativa), com vistas a obter perfis de umidade.

Foram obtidos perfis de umidade em fevereiro de 2007, quando da sondagem de simples reconhecimento (SPT), em abril de 2007 a trado, quando da coleta de um bloco indeformado no topo da falésia e trado em maio de 2009, durante a coleta de blocos indeformados no topo da falésia. Em abril de 2011, durante a realização da sondagem mista rotativa também foram coletadas as umidades a cada metro do perfil da encosta.

É interessante salientar que a coleta de umidades durante a sondagem rotativa ocorreu dois dias após intensas chuvas, em um mês apontado como um dos mais chuvosos dos últimos anos no litoral da Região Nordeste e particularmente na região de Tibau do Sul – RN.

Os perfis de umidade com suas respectivas épocas estão apresentados na Figura 5.7 e são representativos da estação chuvosa (março a julho) e seca (agosto a fevereiro).

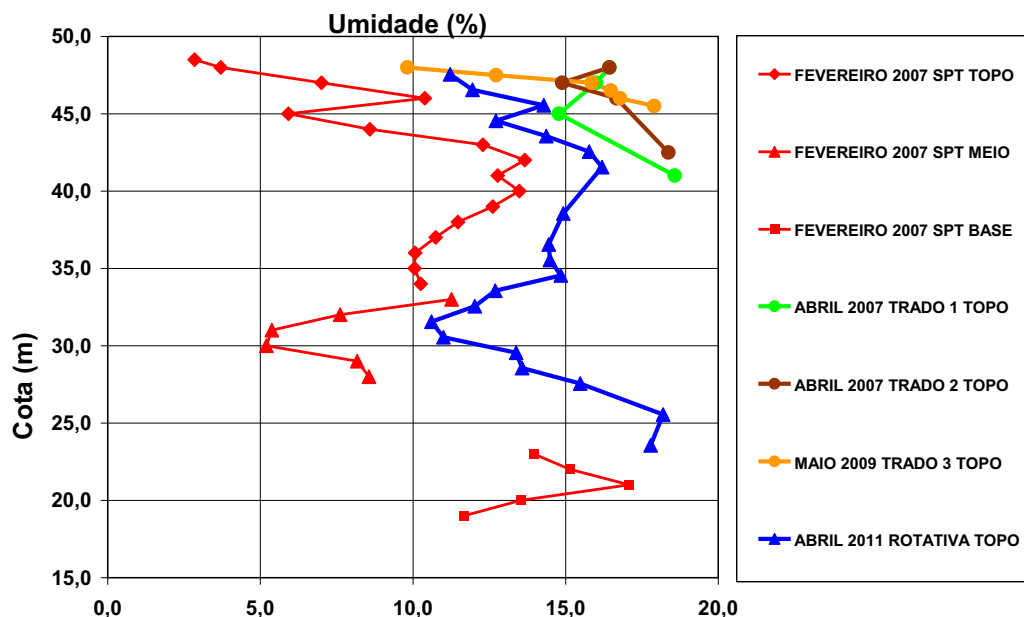


Figura 5.7. Perfis de umidade da falésia entre 2007 e 2011

Observa-se que coincidentemente nas mesmas profundidades as curvas dos perfis de umidade são muito semelhantes tanto para a estação do período seco como para a estação chuvosa, sendo que a faixa de variação da umidade média na estação seca fica em torno de 10,0% e na estação chuvosa em torno de 15,0%.

A palavra coincidentemente, empregada no parágrafo anterior, é devido ao fato de que o perfil de umidade proveniente da sondagem de simples reconhecimento foi obtido a partir de três furos de sondagem realizados no topo (borda), no meio (face) e na base da falésia, em locais mostrados na Figura 5.2. Enquanto que o da sondagem rotativa é proveniente de um furo contínuo de 30,0 metros, afastado vinte metros da borda da falésia, executado para obter um perfil geotécnico contínuo da falésia, verificar a continuidade e horizontalidade das diferentes camadas de solos ou a existência de algum mergulho.

A partir das sondagens estabeleceu-se o perfil geotécnico da falésia da Ponta do Pirambu que está apresentado e melhor detalhado no capítulo VII.

De forma simplificada definiram-se quatro camadas principais para a falésia; as quais são descritas a seguir e foram apresentadas de forma simplificada na Figura 5.2.

Da superfície (topo) para a base tem-se a camada de topo até a profundidade de seis metros, composta de argila arenosa de consistência mole a média, com coloração marrom avermelhada. Nesta camada foi retirado o bloco B1 (Topo) na profundidade de dois metros e meio.

Na seqüência, observa-se uma camada de espessura de nove metros de argila arenosa de consistência dura, com coloração vermelha variegada, com tonalidades crescentes de vermelho escuro; na profundidade de dez metros, em relação ao topo da falésia, foi retirado o bloco B2 (Meio). Aos doze metros de profundidade que se prolonga até quatorze metros, tem-se a camada denominada fortemente cimentada (laterita arenosa de consistência dura) onde não foi retirado bloco indeformado, apenas amostras amolgadas.

Abaixo dessa camada fortemente cimentada e de mais um metro do solo fortemente laterizado, em torno de quinze metros de profundidade, tem-se uma camada composta de argila arenosa de consistência dura com coloração cinza esbranquiçada com incrustações de nódulos de óxido de ferro (laterita) de coloração vermelha até a profundidade de trinta metros. Nessa camada foi retirado o bloco B3 (Base) na profundidade de vinte metros em relação ao topo da falésia.

5.4. Ensaios Físicos

Realizaram-se ensaios de caracterização física dos solos representativos das camadas de topo, meio e base que compõem o perfil geotécnico da falésia da Ponta do Pirambu. Os ensaios realizados foram: análise granulométrica com e sem o uso de defloculante, limites de Atterberg, massa específica real dos grãos, peso específico aparente e *Crumb Test*. Os ensaios de compactação foram realizados no solo do topo da falésia na Ponta do Pirambu, cujos resultados foram apresentados na Figura 4.2 do sub-item 4.3.2 desta tese.

Os ensaios foram realizados nos solos relativos aos blocos B1 (Topo), B2 (Meio) e B3 (Base), onde foram retiradas amostras amolgadas e blocos indeformados no mesmo local e na mesma profundidade. Os blocos foram apresentados e descritos no

sub-item 4.2.5.

Ao realizar-se os ensaios granulométricos com e sem o uso de defloculante analisa-se a dispersividade do solo e complementam-se as informações obtidas dos ensaios de torrão (*Crumb Test*). O objetivo do ensaio de torrão consiste em identificar se a fração argila existente no solo é dispersiva ou não, e caso for, determinar o seu grau de dispersão. Para tanto, realizam-se observações visuais em torrões de solo de aproximadamente dois gramas, imersos em um becker de 150 ml de água destilada (durante 1 hora), e de acordo com o seu comportamento o solo é classificado.

5.4.1. Solo Topo

A curva granulométrica do solo da camada do topo da falésia com e sem uso de defloculante está apresentada na Figura 5.8.

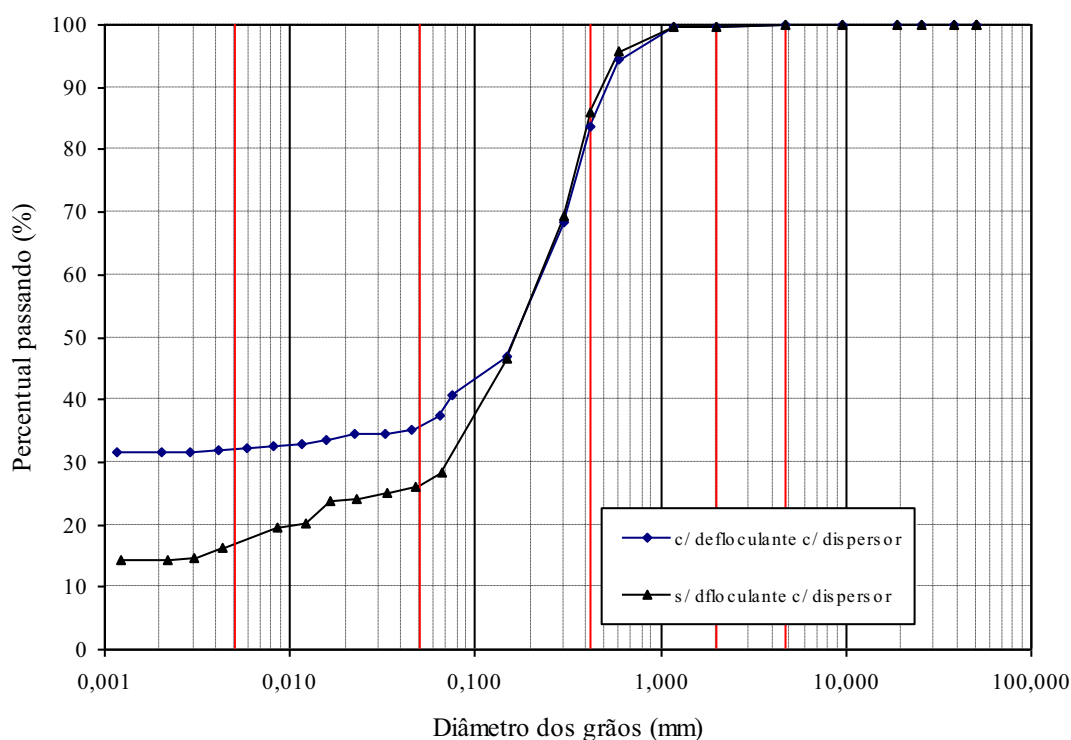


Figura 5.8. Curva granulométrica com e sem defloculante solo do bloco B1

De acordo com as curvas granulométricas o solo de topo da falésia na Ponta do Pirambu apresenta características físicas típicas da Formação Barreiras, com 0,3% de pedregulho, 62,2% de fração areia, 6,0% de silte e 31,5% de argila. O teor de finos

(porcentagem que passa na peneira de nº 200) é de 40,1%.

Na Tabela 5.1 são mostrados os resultados dos ensaios de densidade dos grãos e limites de Atterberg, peso específico aparente seco, bem como a classificação pelo SUCS do solo de topo (SC – areia argilosa).

Tabela 5.1. Caracterização do solo do bloco B1

G _s	γ _d (kN/m ³)	e	w _{sat} (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	(SUCS)
2,642	17,2	0,533	20,2%	27,0	15,7	11,3	SC

O solo do topo da Ponta do Pirambu é considerado pouco plástico devido ao seu IP e o índice de atividade da fração argila do solo é normal:

$$I_a = IP / (\% \text{ partículas } \Phi < 2\mu\text{m}) = 11,3/31,5 = 0,36$$

Dispersividade do Solo

O solo apresenta agregação de finos, sendo a porcentagem de finos com uso de defloculante 40,1% e sem uso de defloculante 30,0%. A porcentagem de dispersividade do solo é de 53,0%:

$$PD = \frac{\%d_{0,005}(H_2O)}{\%d_{0,005}(MB-32)} = \frac{17}{32} * 100\% = 53\%$$

Ao realizar-se o ensaio de dispersão rápida (*Crumb Test*) na amostra do bloco B1 (Topo) verifica-se que o mesmo apresenta comportamento não dispersivo (grau 1), pois não turva a água após uma hora, embora essas amostras do bloco de topo se desmanchem após uma hora. Entretanto, a amostra de topo (bloco B1) pode ser considerada pouco dispersiva devido ao resultado dos ensaios de dispersividade baseados na curva granulométrica com e sem o uso de defloculante (Figura 5.11.d).

5.4.2. Solo Meio

A curva granulométrica do solo da camada do meio da falésia com e sem uso de defloculante está apresentada na Figura 5.9.

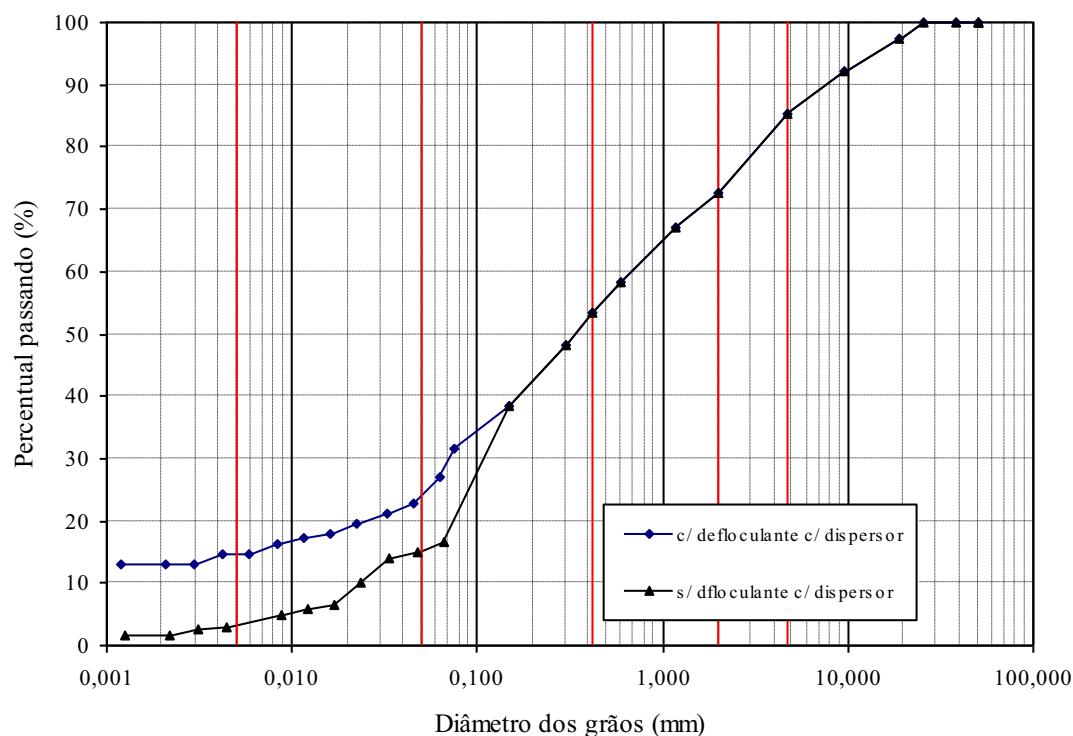


Figura 5.9. Curva granulométrica com e sem defloculante do solo do bloco B2

O solo do meio da falésia na Ponta do Pirambu apresenta características físicas típicas da Formação Barreiras, com 27,5% de pedregulho, 45,5% de fração areia, 14,0% de silte e 13,0% de argila. O solo apresenta um teor de finos (porcentagem que passa na peneira de nº 200) de 31,6%.

A grande porcentagem de pedregulho se deve às concreções no solo desta camada com óxido de ferro e não a detritos de rochas ou seixos. É a camada mais próxima da denominada camada fortemente cimentada neste trabalho.

Na Tabela 5.2 são mostrados os resultados dos ensaios de densidade dos grãos e limites de Atterberg, peso específico aparente seco, bem como a classificação pelo SUCS do solo do meio da falésia (SM-SC).

Tabela 5.2. Caracterização do solo do bloco B2

Gs	γ_d (kN/m ³)	e	w _{sat} (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	(SUCS)
2,673	18,4	0,450	16,8%	23,3	18,3	5,0	SM-SC

O Solo do Meio (Face) da Ponta do Pirambu é considerado pouco plástico devido ao seu IP e o índice de atividade da fração argila normal:

$$I_a = IP / (\% \text{partículas } \Phi < 2\mu\text{m}) = 5,0/13,0 = 0,38$$

Dispersividade do Solo

O solo apresenta agregação de finos, sendo a porcentagem de finos com uso de defloculante 31,6% e sem uso de defloculante 20,0%. A dispersividade é de 20,3%:

$$PD = \frac{\%d_{0,005}(H_2O)}{\%d_{0,005}(MB-32)} = \frac{2,9}{14,3} * 100\% = 20,3\%$$

Ao realizar-se o ensaio de dispersão rápida (*Crumb Test*) nas amostras dos blocos B2 (Meio) verifica-se que as amostras apresentam comportamento não dispersivo (grau 1), pois ambas as amostras não turvam a água após uma hora, mesmo após 24 horas continuam coesas e soltam muito poucas partículas na água destilada, mantendo-a límpida (Figura 5.11.e).

5.4.3. Solo Base

A curva granulométrica do solo da camada da base da falésia com e sem uso de defloculante está apresentada na Figura 5.10.

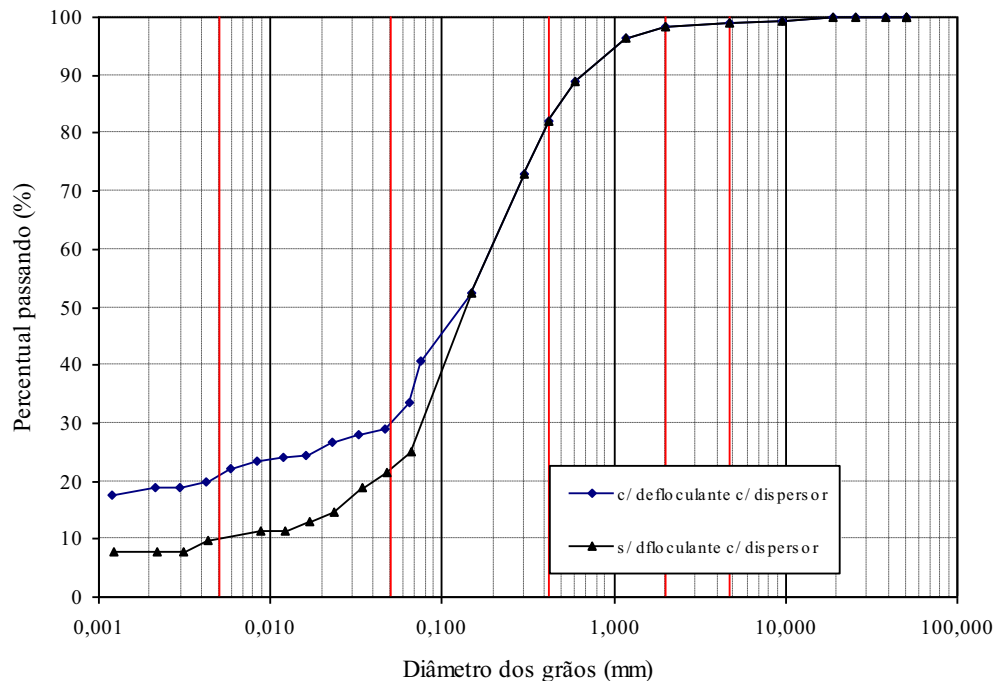


Figura 5.10. Curva granulométrica com e sem defloculante do solo do bloco B3

O solo da base da falésia na Ponta do Pirambu apresenta características físicas típicas da Formação Barreiras, com 1,6% de pedregulho, 65,4% de fração areia, 14,2% de silte e 18,8% de argila. Apresentando teor de finos de 40,6%.

Na Tabela 5.3 são mostrados os resultados dos ensaios de densidade dos grãos e limites de Atterberg, peso específico aparente seco, bem como a classificação pelo SUCS do solo da Base da Falésia (SM-SC).

Tabela 5.3. Caracterização do solo do bloco B3

G _s	γ_d (kN/m ³)	e	w _{sat} (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	(SUCS)
2,645	1,875	0,411	15,5%	22,2	16,2	6,0	SM-SC

O solo da Base da Falésia na Ponta do Pirambu é considerado pouco plástico devido ao seu IP e o índice de atividade da fração argila é normal:

$$I_a = IP / (\% \text{ partículas } \Phi < 2\mu\text{m}) = 6,0/18,8 = 0,32$$

Dispersividade do Solo

O solo apresenta agregação de finos, sendo a porcentagem de finos com uso de defloculante 40,6% e sem uso de defloculante 25,0%. A porcentagem de dispersividade do solo é de 45,0%:

$$PD = \frac{\%d_{0,005}(H_2O)}{\%d_{0,005}(MB-32)} = \frac{10}{22} * 100\% = 45\%$$

Ao realizar-se o ensaio de dispersão rápida (*Crumb Test*) nas amostras do bloco B3 (Base) verifica-se que as amostras apresentam comportamento não dispersivo (grau 1), pois ambas as amostras não turvam a água após uma hora. Entretanto, após 24 horas a amostra de coloração avermelhada continua coesa, enquanto que a amostra de coloração branca acinzentada se desmancha após uma hora e ambas soltam muito poucas partículas na água destilada, mantendo-a límpida (Figura 5.11.f).

Na Tabela 5.4 é apresentado o resumo das porcentagens da distribuição granulométrica dos solos referentes aos blocos, baseado no sistema internacional (ISSMFE), bem como seus respectivos limites de liquidez, índices de plasticidade e classificação pelo SUCS.

Tabela 5.4. Resumo dos ensaios de caracterização

Am	Ped (%)	A G (%)	A M (%)	A F (%)	Sil (%)	Arg (%)	LL (%)	IP (%)	SUCS
B1	0,3	5,1	36,6	20,5	6,0	31,5	27,0	11,3	SC
B2	27,5	14,0	16,5	15,0	14,0	13,0	23,3	5,0	SM-SC
B3	1,6	9,7	27,2	28,5	14,2	18,8	22,2	6,0	SM-SC

*Obs: Am – amostra, Ped - pedregulho, A G - areia grossa, A M - areia média, A F - areia fina, Sil – silte e Arg – argila

Observa-se na Tabela 5.4 que o IP da amostra do solo B1 é praticamente o dobro das outras amostras o que é compatível com a porcentagem de argila do solo da amostra B1, que é bem maior do que as amostras dos solos B2 e B3.

A granulometria mais grossa do solo da amostra B2 se deve as concreções lateríticas, sendo que a maior porcentagem de pedregulho da amostra, nada mais é do que grãos de quartzo de dimensões menores cimentados com óxido de ferro

Na Figura 5.11 apresenta-se a situação das amostras dos três blocos (Topo, Meio e Base) antes do ensaio e após 24 horas do *Crumb Test*, com o percentual de dispersividade obtido das curvas granulométricas comparadas, entre a situação com e sem o uso de defloculante.

		
(a) Amostra B1 (Topo) Antes do Ensaio	(b) Amostra B2 (Meio) Antes do Ensaio	(c) Amostra B3 (Base) Antes do Ensaio
		
(d) Amostra B1 (Topo) 24 horas	(e) Amostra B2 (Meio) 24 horas	(f) Amostra B3 (Base) 24 horas
Percentual Dispersividade 53,0%	Percentual Dispersividade 20,3%	Percentual Dispersividade 45,0%

Figura 5.11. Ensaios de dispersividade com as amostras dos blocos B1, B2 e B3

Observou-se que ao realizar-se o ensaio de dispersão rápida (*Crumb Test*) nas amostra dos blocos B1 (Topo), B2 (Meio) e bloco B3 (Base) os mesmos apresentaram comportamento não dispersivo, pois não turvam a água após uma hora de ensaio.

As amostras do bloco de topo e uma das amostras do bloco da base (coloração cinza esbranquiçada) se desmancharam após uma hora, mas sem turvar a água, o que não caracteriza comportamento dispersivo.

As outras amostras do bloco do meio e a de coloração avermelhada do bloco da base continuam coesas mesmo depois de transcorridas 24 horas. Essas amostras soltam poucas partículas na água destilada, mantendo-a límpida.

A amostra de topo (bloco B1) pode ser considerada pouco dispersiva devido ao resultado dos ensaios de dispersividade baseados na curva granulométrica com e sem o uso de defloculante, mas como essa porcentagem se encontra numa situação limítrofe (53%) e no *Crumb Test* o comportamento é não dispersivo, essa amostra foi considerada não dispersiva.

Conclui-se desse sub-item, que os solos estudados apresentam características físicas típicas da Formação Barreiras, conforme resultados de ensaios com solos da FB apresentados no Capítulo III. O comportamento dos solos das camadas do topo, meio e base é considerado não dispersivo.

5.5. Análise Química dos Solos

Neste item estão apresentadas as análises químicas dos solos das principais camadas da falésia da Ponta do Pirambu.

Além das análises dos solos relativos aos blocos B1, B2 e B3, foram realizadas análises químicas e mineralógicas em amostra amolgada da camada denominada fortemente cimentada, localizada na profundidade em torno de quatorze metros abaixo do topo da falésia.

Na Tabela 5.5 é apresentado um resumo dos principais compostos químicos que compõe as camadas de onde foram retirados os blocos indeformados e a camada fortemente cimentada.

Tabela 5.5. Resumo dos principais compostos químicos presentes nas amostras dos blocos e da camada fortemente cimentada

AMOSTRA	SiO ₂ (%)	Al ₂ O ₃ (%)	Fe ₂ O ₃ (%)	TiO ₂ (%)	K ₂ O (%)	CaO (%)	Outros (%)	Perda Fogo%
Topo - B1	41,79	24,02	13,53	2,65	0,29	0,37	1,94	15,41
Meio - B2	37,08	19,37	25,53	2,54	0,14	0,21	1,88	13,15
Camada Cimentada	30,10	15,23	39,66	1,75	0,12	0,75	0,91	11,48
Base - B3	40,00	22,43	18,30	4,34	0,12	0,17	1,91	12,73

Observa-se que os principais compostos químicos presentes nas amostras dos solos das quatro camadas analisadas são o óxido de silício (quartzo) e óxido de alumínio.

Observa-se a presença em maior ou menor grau de óxido de ferro, com sua ação cimentante sobre os demais compostos. A camada fortemente cimentada apresenta o óxido de ferro em maior proporção, seguida da camada do meio, base e em menor concentração na camada de topo da falésia.

5.6. Análise Mineralógica dos Solos

Neste item são apresentadas as análises mineralógicas morfooscópicas da fração graúda dos solos dos blocos e da camada fortemente cimentada e análise mineralógica por difração de raio X da fração fina desses solos.

5.6.1. Análise Mineralógica Morfooscópica da Fração Graúda

A análise mineralógica da fração granular (areia e pedregulho) foi realizada qualitativamente, utilizando uma lupa binocular (Leica Ez4 d). Na Figura 5.12 a 5.17 estão apresentadas as frações pedregulhos e areias das amostras dos blocos indeformados e da camada fortemente cimentada.

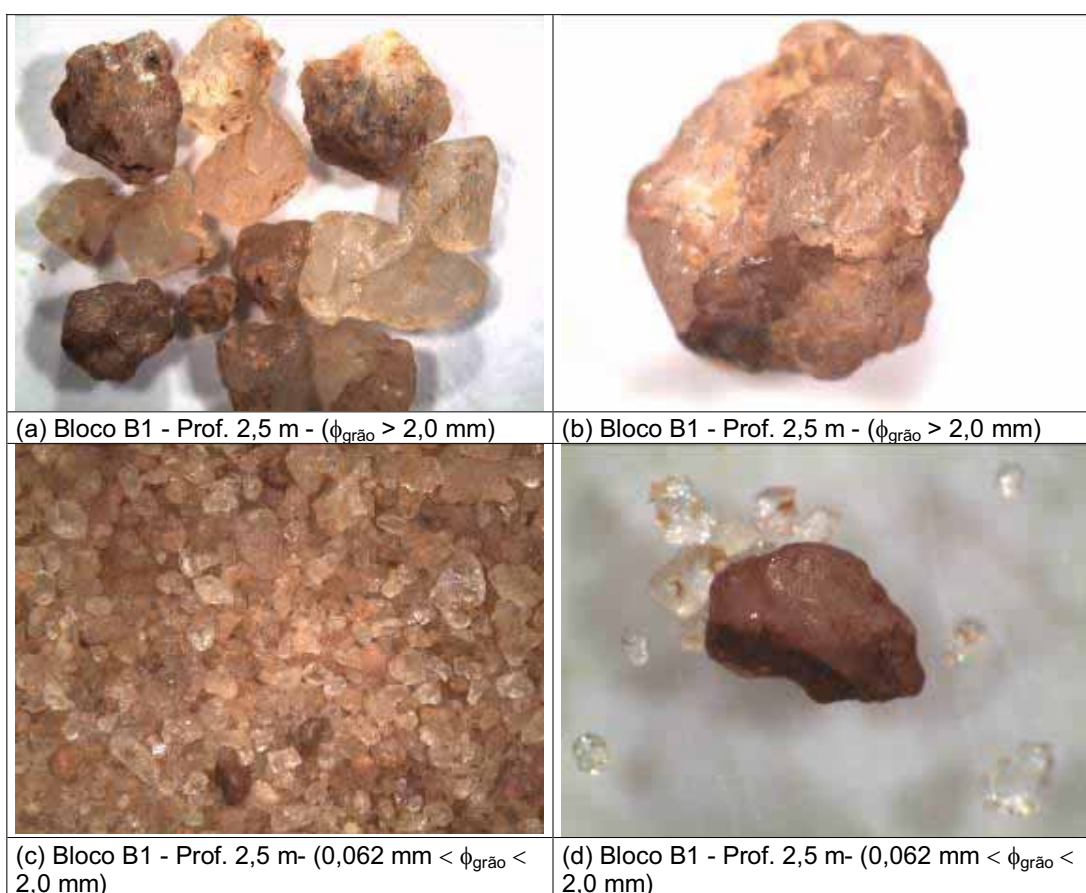


Figura 5.12. Análise mineralógica morfooscópica fração pedregulho e areia do bloco B1

Na Figura 5.12 (a) e (b) apresentam-se grãos fotografados com aumento de 8x, observam-se grãos 100% quartzosos, ângulos e sub-angulosos, sub-arredondados, na maioria leitosos, moderadamente selecionados. Envoltos por uma crosta de óxido de ferro. Essa camada aparentemente é fracamente cimentada conforme se observa no material ferruginoso em torno dos grãos de quartzo. Entretanto a cimentação está presente. Na Figura 5.12 (c) aparece uma areia fina fotografada com aumento de 8x, essencialmente quartzosa, angulosa a sub-angulosa, quartzo hialino, porém alguns grãos apresentam-se leitosos. Mal selecionada e na Figura 5.12 (d) grão fotografados com aumento de 35x, grão de quartzo envolto por uma crosta de óxido de ferro.

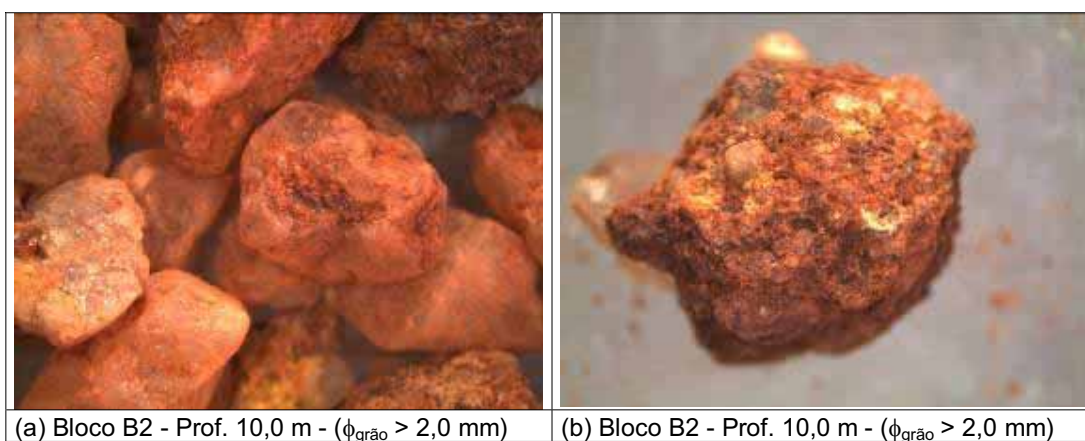


Figura 5.13. Análise mineralógica morfooscópica fração pedregulho do bloco B2

Na Figura 5.13 (a) grãos fotografados com aumento de 8x, cascalho mal selecionado, grãos angulosos a sub-angulosos, envoltos por uma crosta de ferro. Grãos maiores são de crosta laterítica. Composição monomineralica quartzo. Moderadamente selecionada. Na Figura 5.13 (b) aparece grão fotografado com aumento de 10x, crosta laterítica.

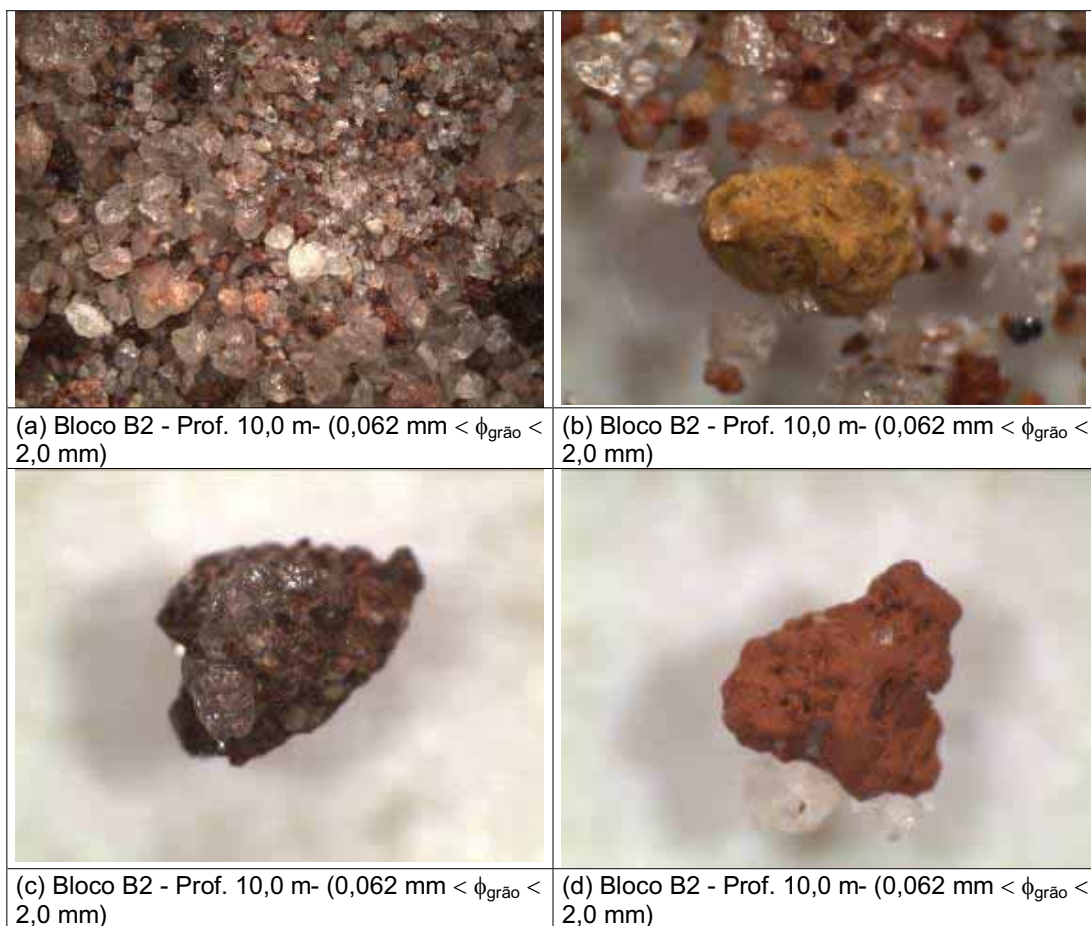


Figura 5.14. Análise mineralógica morfooscópica fração areia do bloco B2

Na Figura 5.14 (a) grãos fotografados com aumento de 8x, mal selecionados, variam de areia fina a muito grossa, grãos de quartzo variando de anguloso a sub-anguloso. Grãos de quartzo hialinos. Na Figura 5.14 (b) grãos fotografados com aumento de 35x, grãos de quartzo com concreções de óxido de ferro. Na Figura 5.14 (c) e (d) grãos fotografados com aumento de 35x, grãos de crosta laterítica. A diferença de coloração se deve ao grau de oxidação ao entrar em contato com o ar.

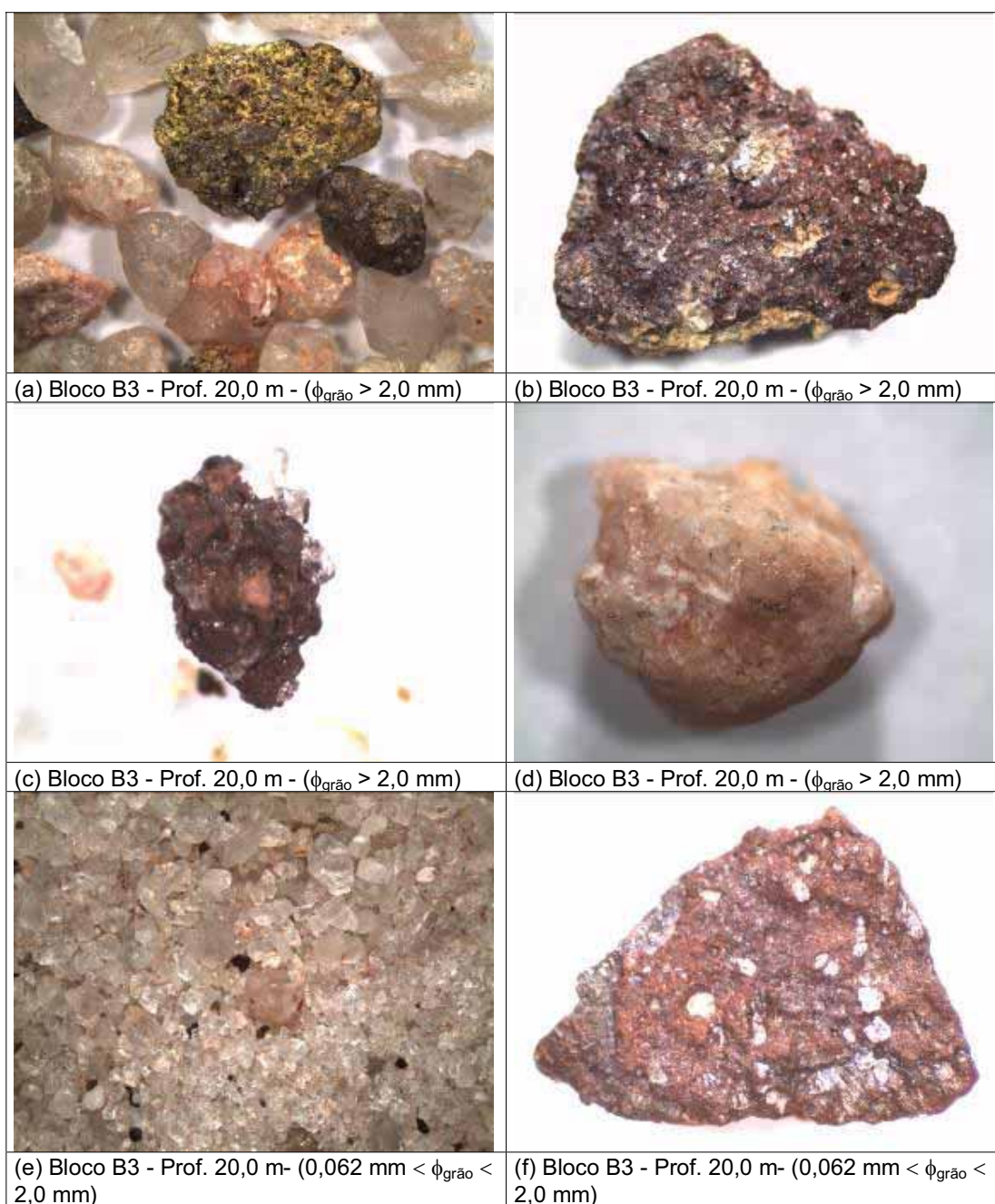


Figura 5.15. Análise mineralógica morfoscópica fração pedregulho e areia do bloco B3

Observa-se na Figura 5.15 (a) grãos fotografados com aumento de 8x, oxidação com óxido de ferro e grãos de pirita. Nas Figura 5.15 (b) e 5.15 (c) grãos fotografados com aumento de 8x, grãos de crosta laterítica. Na Figura 5.15 (d) grão de quartzo fotografado com aumento de 16x, grão de quartzo leitoso. Na Figura 5.15 (e) grãos fotografados com aumento de 8x, areia essencialmente quartzosa, grãos angulosos a sub-angulosos na maioria hialinos, mal selecionados e concreções escuras devido à oxidação e na Figura 5.15 (f). Grão fotografado com aumento de 35x, grão de crosta

laterítica.



Figura 5.16. Análise mineralógica morfoscópica fração pedregulho da camada fortemente cimentada

Na Figura 5.16 (a) apresentam-se grãos fotografados com aumento de 8x, grãos de quartzo com concreções de óxido de ferro. Alguns hialinos. Grãos sub-angulos a sub-arredondados. Na Figura 5.16 (b) grãos fotografados com aumento de 8x, essencialmente grão de crosta laterítica com presença abundante de óxido de ferro. Na Figura 5.16 (c) grãos fotografados com aumento de 35x com grão de concreção ferruginosa escura. A Figura 5.16 (d) apresenta um grão fotografado com aumento de 35x, resultante da cimentação de diversos grãos de quartzo com óxido de ferro.

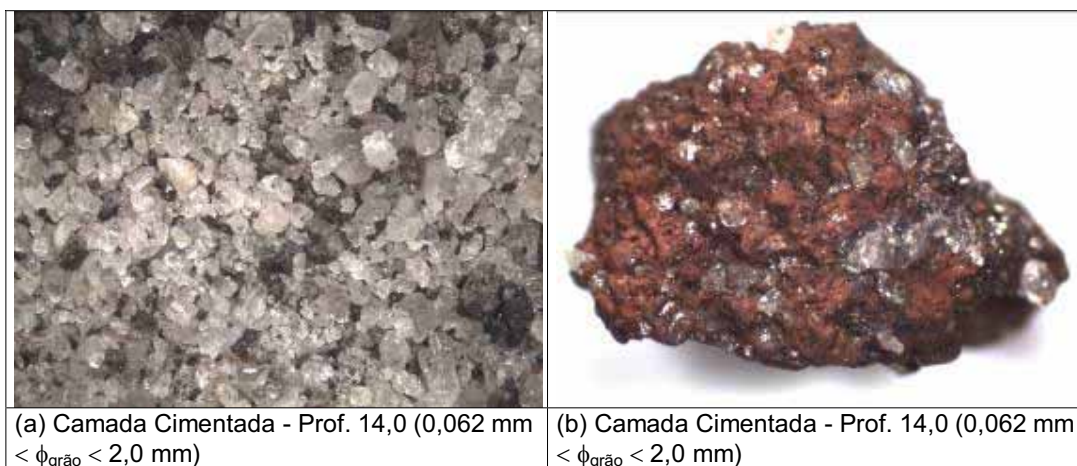


Figura 5.17. Análise mineralógica morfooscópica fração areia da camada fortemente cimentada

Na Figura 5.17 (a) apresentam-se grãos fotografados com aumento de 8x, areia essencialmente quartzosa muito parecida com a amostra da profundidade de vinte metros, grãos angulosos a sub-angulosos na maioria hialinos, mal selecionados. Grãos de crosta laterítica. Na Figura 5.17 (b) grão fotografado com aumento de 35x, grão de crosta laterítica.

Observa-se que os grãos de crosta laterítica de coloração avermelhada apresentam hidróxido de ferro e os de coloração escura apresentam óxido de ferro.

Portanto, sob o ponto de vista da análise mineralógica morfooscópica, as quatro camadas da falésia apresentam pedregulho e areia quartzosa, cimentados em maior ou menor grau com óxido de ferro, resultando nas concreções lateríticas. No caso da camada fortemente cimentada, essas concreções formam uma massa coesa única de aspecto rochoso.

5.6.2. Análise Mineralógica por Difratoograma de Raio X da Fração Fina

A análise mineralógica foi realizada por Difratoograma de Raio X. A mineralogia do solo está diretamente relacionada com a sua composição química e a combinação dos vários elementos forma uma estrutura cristalina dos minerais e argilominerais. A análise da mineralogia foi realizada nas frações argila e silte. As análises foram realizadas nas amostras correspondentes aos blocos B1, B2, B3 e na camada fortemente cimentada.

Os solos das quatro camadas analisadas apresentaram os mesmos minerais: $\text{Al}_2\text{Si}_2\text{O}_5(\text{OH})_4$ - Hidróxido de silicato de alumínio (Caulinita); $\text{Al}_2\text{Si}_4\text{O}_{10}(\text{OH})_2$ - Hidróxido de silicato de alumínio (Pirofilita) e SiO_2 - Óxido de silício (Quartzo).

Os difratogramas de Raio X das frações argila e silte das camadas representativas da falésia são apresentados na Figura 5.18.

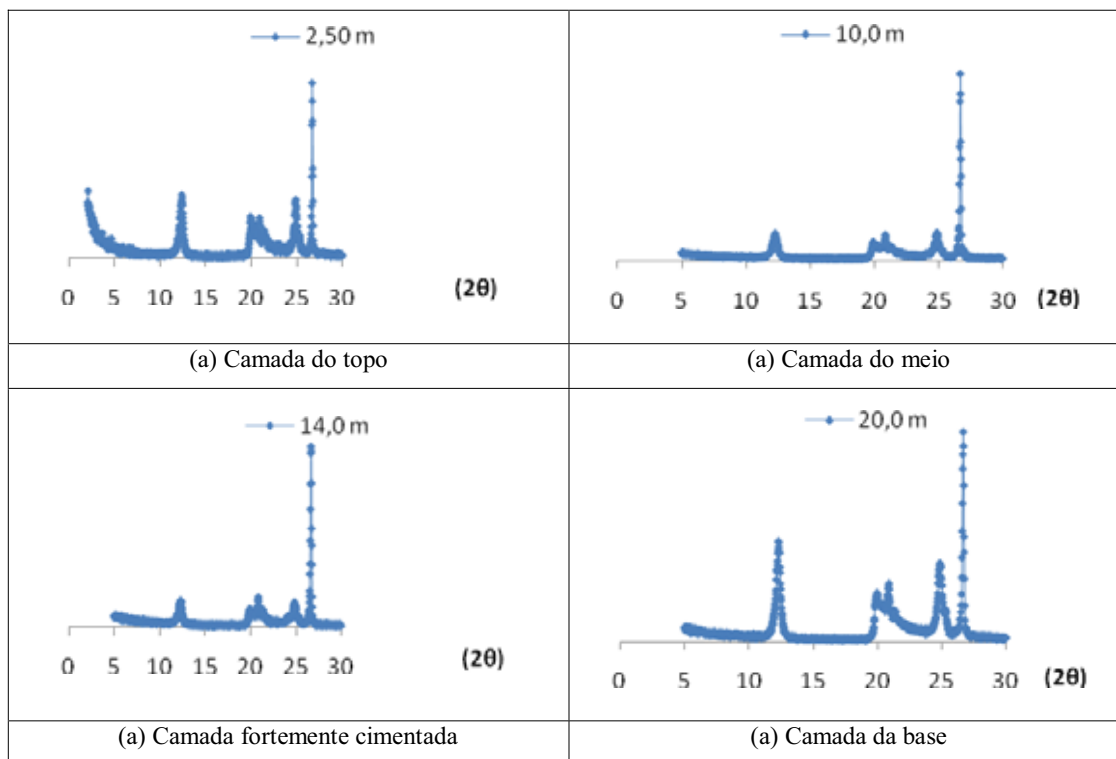


Figura 5.18. Difratograma de Raio X da fração fina das camadas da falésia da Ponta do Pirambu

Os resultados das análises químicas e mineralógicas confirmam as análises realizadas por Chaves (1979) que encontrou Si, Fe e Al como os elementos químicos predominantes e a caulinita como o argilo-mineral presente nas frações de solo e concreções. Observou a presença de quartzo e os minerais goetita e hematita, devido a forte cimentação observada no estudo da microestrutura e os resultados da análise termogravimétrica. O solo foi caracterizado por uma constante cimentação de quartzo por óxido de ferro. De um modo geral, houve uma grande diferença entre o teor de ferro nas concreções e nos solos, admitindo-se que a acumulação dos óxidos de ferro é o principal requisito de formação de concreções (cimentação).

5.7. Ensaios Triaxiais Drenados com Amostras Indeformadas e Compactadas

Neste item são apresentados os ensaios triaxiais CID com amostras indeformadas e compactadas sem cimentação artificial, para os três níveis de tensão efetiva aplicados, bem como suas envoltórias de resistência.

O objetivo da realização dos ensaios compactados é para comparar o efeito da estrutura gerada pela compactação com a estrutura do solo das amostras indeformadas gerada pelo efeito da cimentação quando presente.

Na Tabela 5.6 são apresentados as dimensões e características das amostras relativas aos blocos indeformados (B1, B2 e B3) e compactadas com o solo do topo da falésia da Ponta do Pirambu (A1).

Tabela 5.6. Ensaios triaxiais drenados com amostras indeformadas e compactadas

Ensaio	γ_d (kN/m ³)	H (mm)	D (mm)	$q_{m\acute{a}x}$ (kPa)	ϵ_{arup} (%)
CID 20 B1	17,2	198,5	97,5	49,60	6,02
CID 100 B1	17,2	205,0	94,7	230,59	13,08
CID 300 B1	17,3	197,1	96,0	587,00	14,87
CID 20 B2	18,4	201,5	99,5	214,79	0,80
CID 100 B2	18,4	204,0	100,0	500,20	2,42
CID 300 B2	18,2	200,4	98,4	799,14	5,63
CID 20 B3	18,9	203,6	97,9	423,67	0,67
CID 100 B3	18,7	201,2	99,9	523,68	0,52
CID 300 B3	18,7	200,2	98,6	913,16	5,68
CID 20 A1	17,2	200,0	100,0	38,76	2,34
CID 100 A1	17,2	200,0	100,0	238,12	3,13
CID 300 A1	17,0	200,0	100,0	560,06	7,30

* Obs: H – altura em mm; D – diâmetro em mm.

Nas Figuras 5.19 a 5.21 são apresentadas as curvas tensão-deformação e curvas de variação volumétrica dos ensaios referentes aos blocos B1 (Topo), B2 (Meio) e B3 (Base), e na Figura 5.22 as curvas relativas aos ensaios com as amostras compactadas A1 com solo relativo ao bloco B1 (Topo), bem como as respectivas envoltórias ($p' \times q$) de pico das amostras indeformadas e compactadas. Sendo o pico definido como o ponto do gráfico ($\epsilon_a\% \times q$) em que a tensão desvio é máxima.

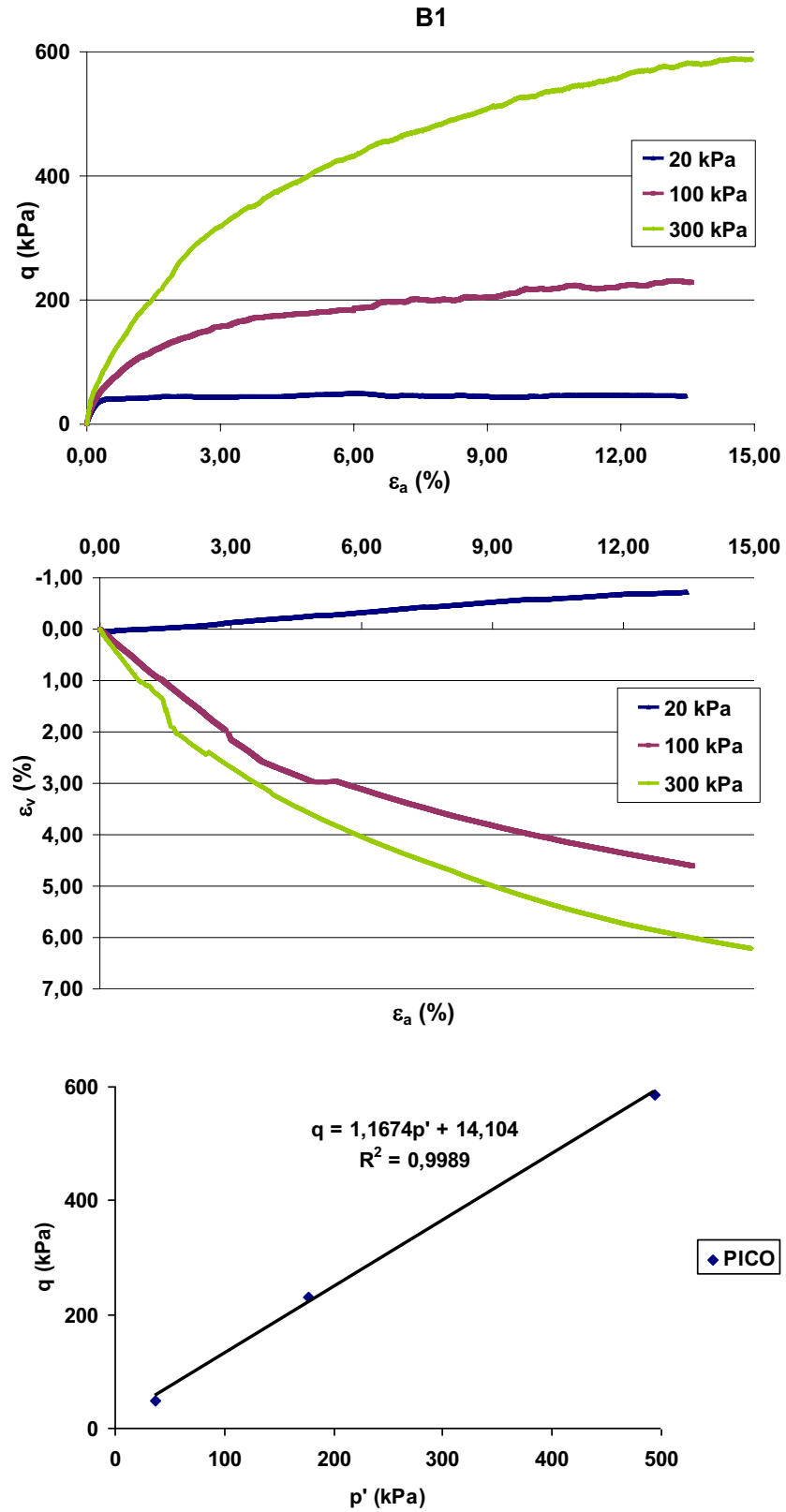


Figura 5.19. Tensão-deformação, variação volumétrica e envoltória (p' x q) do bloco B1

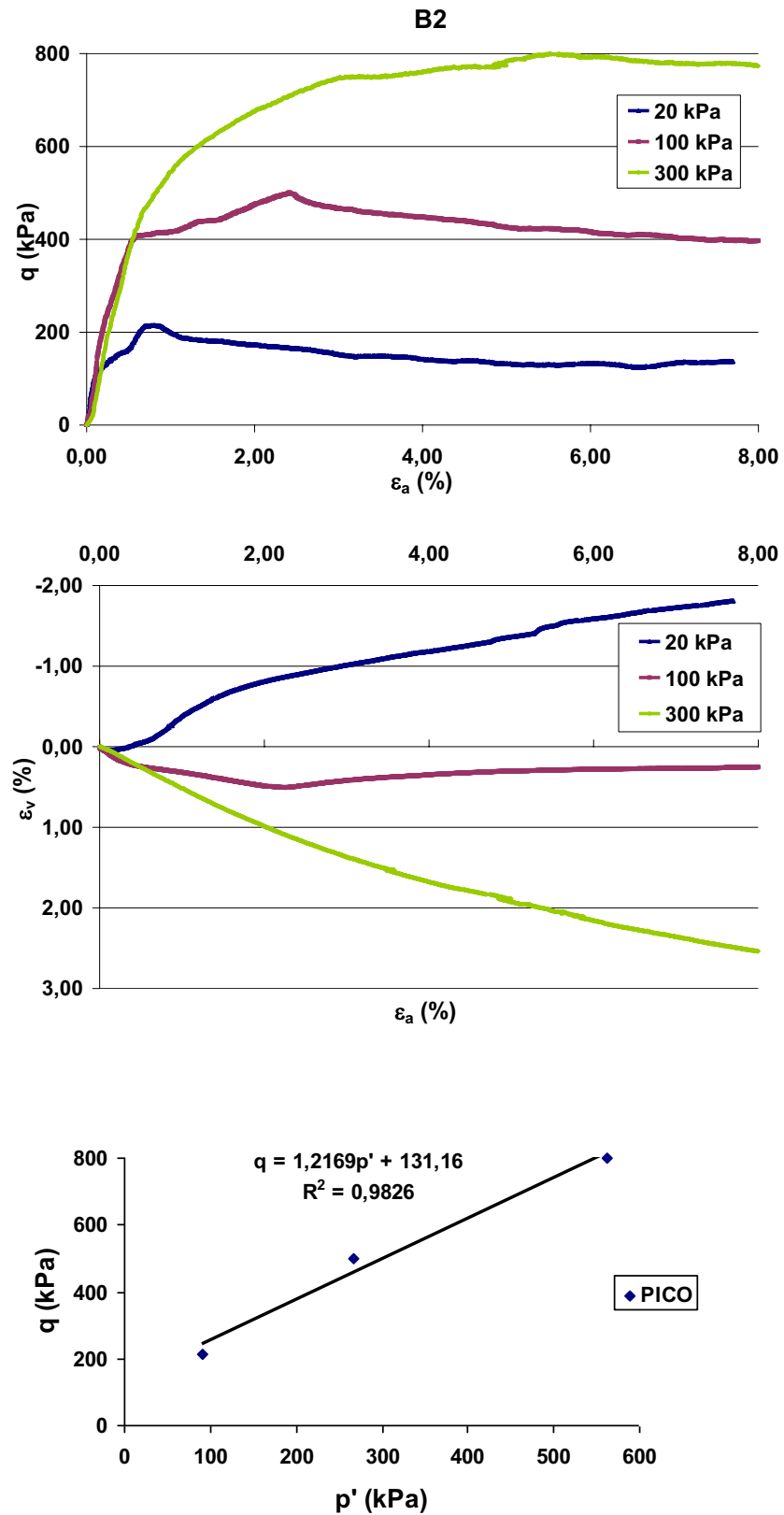


Figura 5.20. Tensão-deformação, variação volumétrica e envoltória (p' x q) do bloco B2

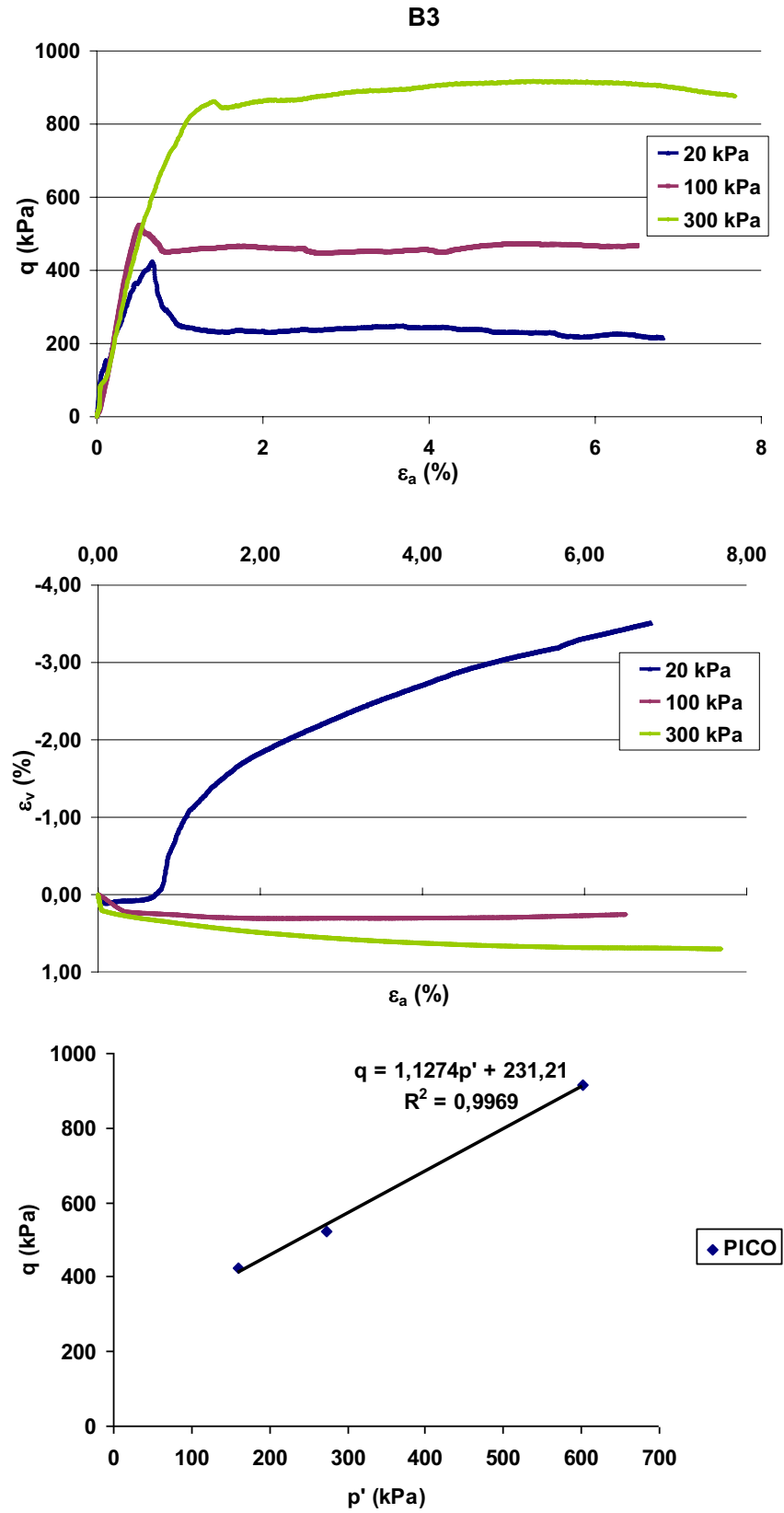


Figura 5.21. Tensão-deformação, variação volumétrica e envoltória (p' x q) do bloco B3

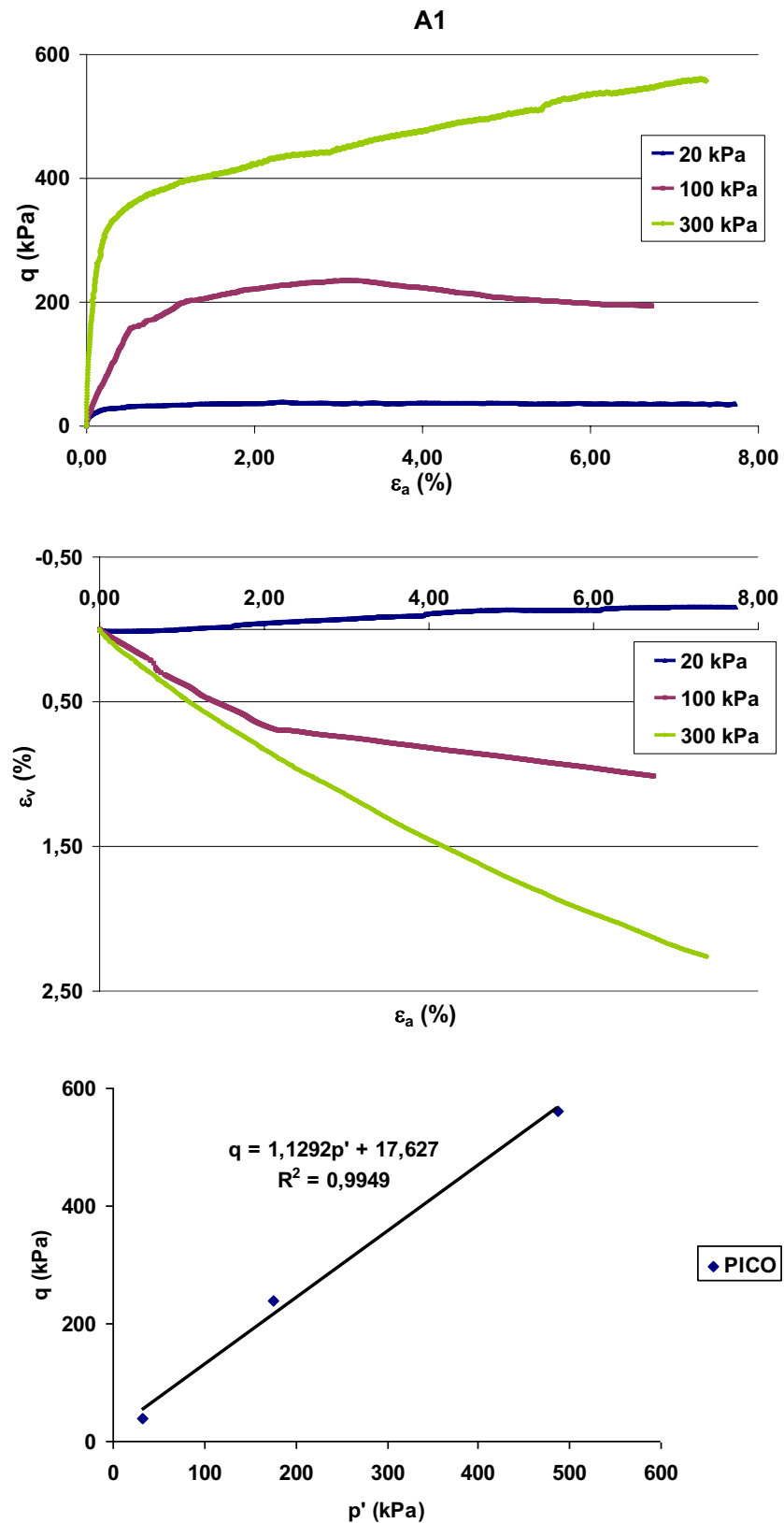


Figura 5.22 Tensão-deformação, variação volumétrica e envoltória (p' x q) das amostras compactadas A1

O parâmetro B, de Skempton e a saturação após a ruptura variaram de 0,98 a 1,00 e de 95,42% a 100,00% respectivamente, para as amostras.

As amostras indeformadas do solo do bloco B1 (Topo) da falésia da Ponta do Pirambu e das amostras compactadas A1 com o solo da camada relativa a esse bloco, não apresentaram plano de ruptura no cisalhamento e a deformação axial de pico ficou entre 6,0% e 14,8% para as amostras do bloco B1 e entre 2,3% e 7,3% para as amostras compactadas A1. Não ocorreu queda brusca da resistência após a ruptura. A resistência residual apresentou a mesma ordem de grandeza da de pico, demonstrando um comportamento dúctil.

Quanto a variação volumétrica, o comportamento do bloco B1 e das amostras compactadas A1 foi o mesmo; compressivo durante todo o ensaio para as amostras com 100 e 300 kPa de tensão efetiva confinante. Para as amostras com 20 kPa, o comportamento foi inicialmente compressivo e logo depois expansivo até o final do ensaio.

As amostras dos blocos B2 e B3 apresentaram plano de ruptura no cisalhamento e um comportamento rígido inicial. A ruptura apresentou um pico bem definido e menores deformações até o ponto de ruptura, quando comparadas às amostras do bloco B1 e as amostras compactadas A1, dentro das suas respectivas tensões efetivas de confinamento.

Quanto a variação volumétrica o comportamento das amostras do bloco B2 e B3 foi inicialmente compressivo e pouco antes da ruptura o comportamento tornou-se expansivo para as amostras com 20 e 100 kPa de tensão efetiva e para amostras com 300 kPa o comportamento foi compressivo do início ao final do ensaio.

As amostras do bloco B2 e B3 apresentam um comportamento típico de solos pré-adensados, ou conforme as observações de Leroueil e Vaughan (1990) com algum grau de cimentação.

Nos ensaios com tensões efetivas confinantes de 20 kPa e 100 kPa o solo apresenta inicialmente um comportamento mais rígido, aparentemente linear, até um

ponto de escoamento bem definido. A partir daí, as deformações aumentam até a ruptura. Nessas tensões o comportamento é frágil e dilatante. Para tensão confinante de 300 kPa o comportamento é dúctil e compressivo.

5.8. Parâmetros de Resistência das Amostras Indeformadas e Compactadas

Neste item são apresentadas as envoltórias transformadas de pico e os parâmetros de resistência mecânica das amostras indeformadas e compactadas sem cimento.

Nas Figura 5.23 a 5.25 são apresentadas as envoltórias transformadas das amostras dos blocos B1 (Topo), B2 (Meio), B3 (Base). A envoltória transformada das amostras compactadas sem cimentação A1 é apresentada na Figura 5.26.

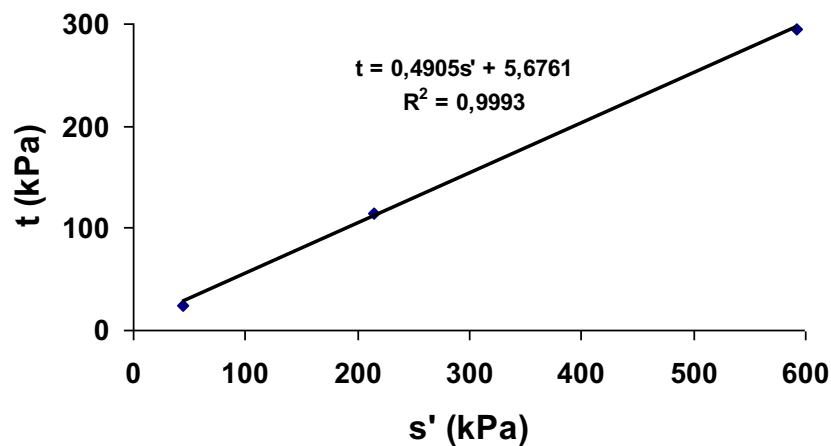


Figura 5.23. Envoltória transformada de pico das amostras do bloco do topo - B1

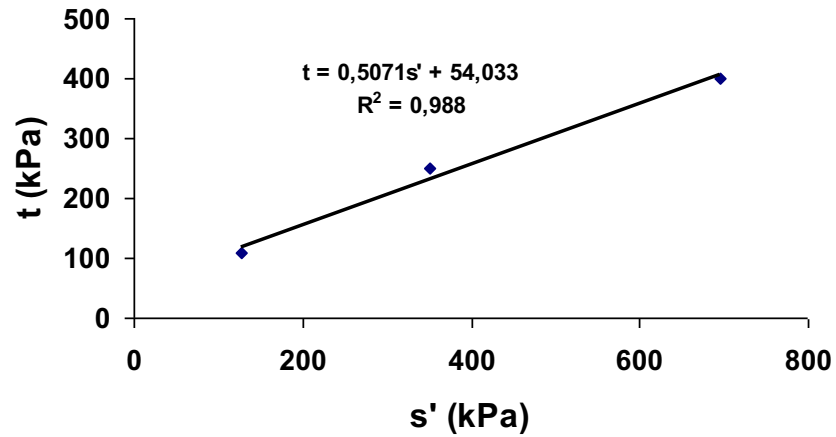


Figura 5.24. Envoltória transformada de pico das amostras do bloco do meio – B2

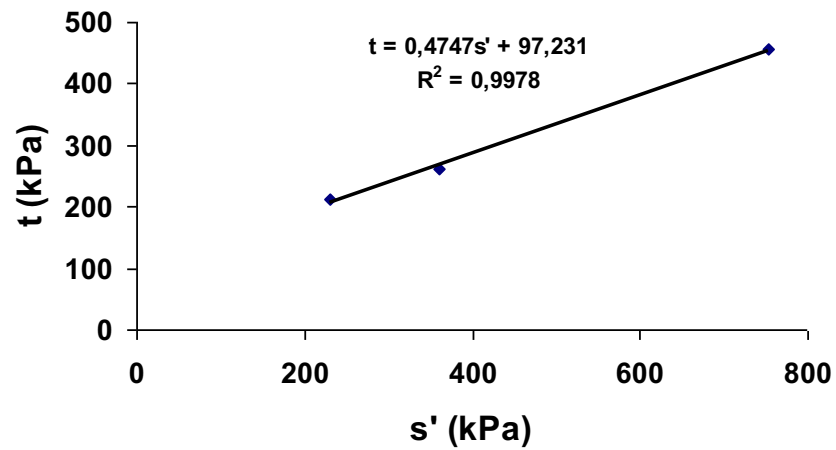


Figura 5.25. Envoltória transformada de pico das amostras do bloco da base – B3

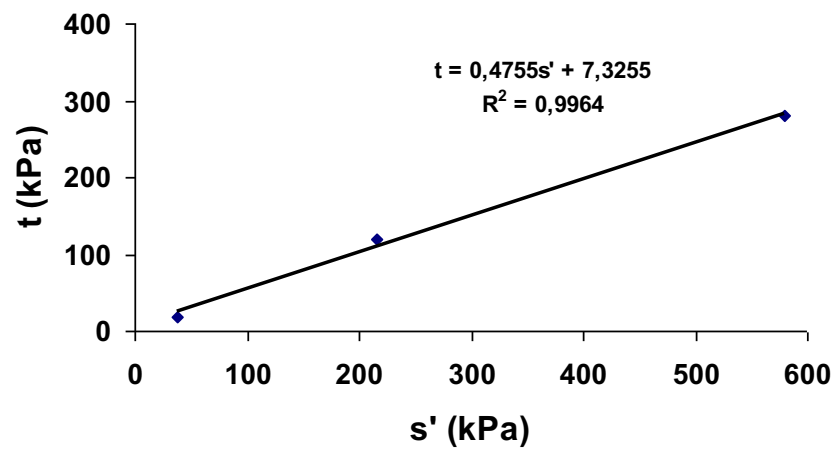


Figura 5.26. Envoltória transformada de pico das amostras compactadas solo topo – A1

Todas as envoltórias das amostras compactadas e das amostras dos blocos indeformados apresentaram um coeficiente de correlação maior do que 0,988.

Na Tabela 5.7 estão apresentados os parâmetros de resistência mecânica do solo (Φ' e c') de pico e de grandes deformações para as amostras com solo compactado A1 de topo da falésia e com as amostras dos blocos indeformados (B1, B2 e B3), extraídos das camadas de topo, meio e base, que compõem o perfil geotécnico da Falésia na Ponta do Pirambu.

Tabela 5.7. Parâmetros de resistência das amostras compactadas e dos blocos indeformados

PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA				
AMOSTRAS COMPACTADAS E INDEFORMADAS	PICO		GRANDES DEFORMAÇÕES	
	Φ' (°)	c' (kPa)	Φ' (°)	c' (kPa)
Compactadas A1	28,4	8,3	28,6	2,9
Indeformadas B1	29,4	6,5	29,4	5,8
Indeformadas B2	30,5	62,7	32,0	34,8
Indeformadas B3	28,3	110,5	33,3	52,2

As envoltórias de pico para as amostras B1 e A1 apresentaram praticamente a mesma inclinação e os mesmos valores de tensão desvio do que as envoltórias para grandes deformações dessas amostras.

As envoltórias de pico para as amostras do bloco B2 e B3 apresentaram menor inclinação e maiores valores de tensão desvio do que as envoltórias para grandes deformações dessas amostras, que apresentam maior inclinação e menores valores da tensão desvio.

Os ângulos de atrito de pico e a grandes deformações para as amostras do bloco B1 e compactadas A1 não sofreram alteração.

Os ângulos de atrito das amostras do bloco B2 e B3 apresentaram um aumento de 5% e 17% respectivamente.

Os ângulos de atrito de pico para todas as amostras foram da mesma ordem, sendo o relativo as amostras B2 o de maior valor, provavelmente devido a maior quantidade da fração pedregulho em sua granulometria, devida as concreções lateríticas.

As coesões de todas as amostras sofreram redução quando se compara a situação de pico e a grandes deformações.

As coesões de pico foram baixas para as amostras A1 e B1 e elevadas para as amostras B2 e B3.

Nas condições de realização dos ensaios, as coesões elevadas dos blocos B2 e B3, são indicativos de um certo grau de cimentação, parecendo confirmar as observações de Clough et al (1981) que afirma que a introdução de um agente cimentante em um solo arenoso aumenta a coesão, mas o ângulo de atrito é similar aquele do solo não cimentado.

Severo et al. (2006) apresentaram valores elevados para coesão entre 23 kPa e 54 kPa e ângulo de atrito entre 26° e 30° para solos da região de Tibau do Sul-RN obtidos em ensaios de cisalhamento direto na condição inundada.

Coutinho e Severo (2009) apresentaram na Tabela 3.2 desta tese os parâmetros de resistência de pico em ensaios de cisalhamento direto, na condição inundada para solos da Formação Barreiras com coesão (c') variando entre 0 e 54 kPa e ângulo de atrito (Φ') variando entre 20° e 35°.

Nessas condições de ensaios, as coesões elevadas dos blocos B2 e B3, são indicativos de um certo grau de cimentação, parecendo confirmar as observações de Clough et al (1981) que afirma que a introdução de um agente cimentante em um solo arenoso aumenta a coesão, entretanto o ângulo de atrito é similar aquele do solo não cimentado.

5.9. Rigidez das Amostras Indeformadas e Compactadas

O cálculo do módulo secante em cada ponto das amostras foi realizado através da seguinte formulação: $E = (\sigma_1 - \sigma_3)/\varepsilon_a$

Nas Figuras 5.27 a 5.30 estão apresentados os gráficos em escala semi-logarítmica dos módulos secantes x deformação das amostras indeformadas (B1, B2 e B3) e compactadas A1 e na Figura 5.31 são apresentados todos os gráficos juntos.

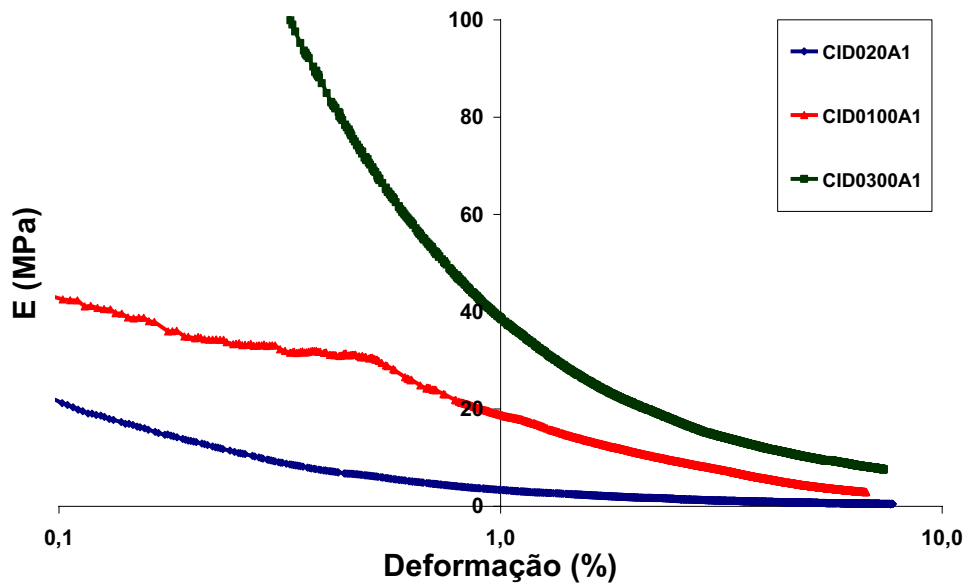


Figura 5.27. Módulo secante x deformação das amostras compactadas A1

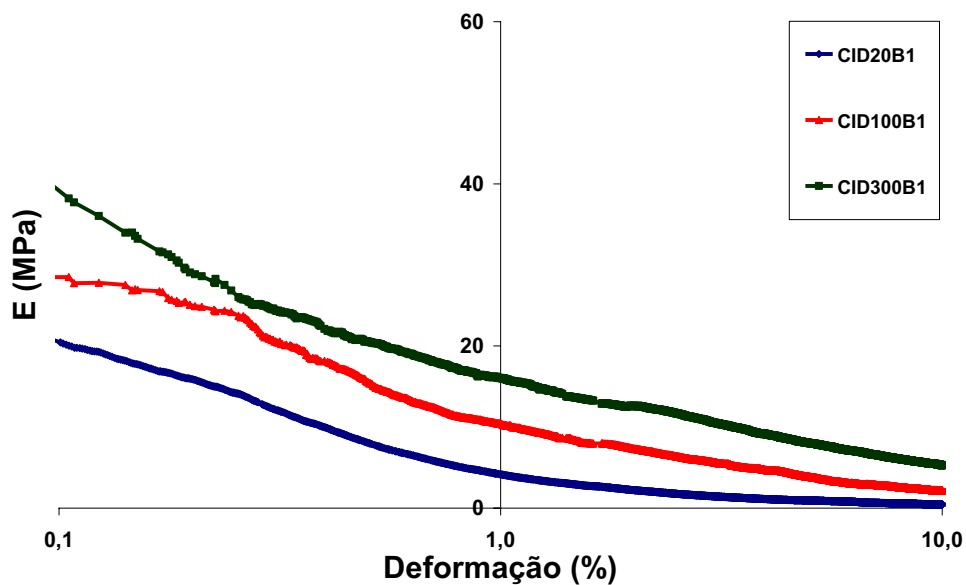


Figura 5.28. Módulo secante x deformação das amostras indeformadas B1

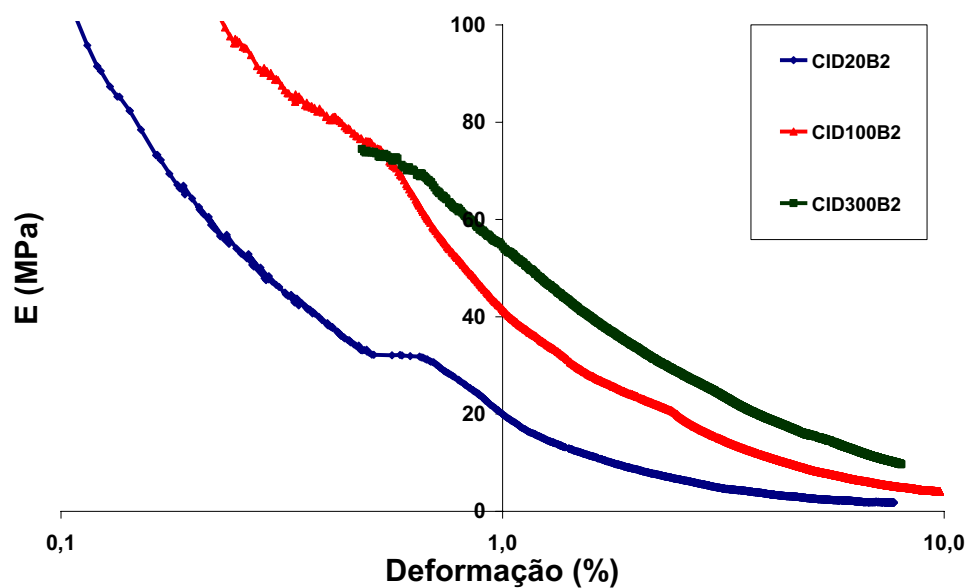


Figura 5.29. Módulo secante x deformação das amostras indeformadas B2

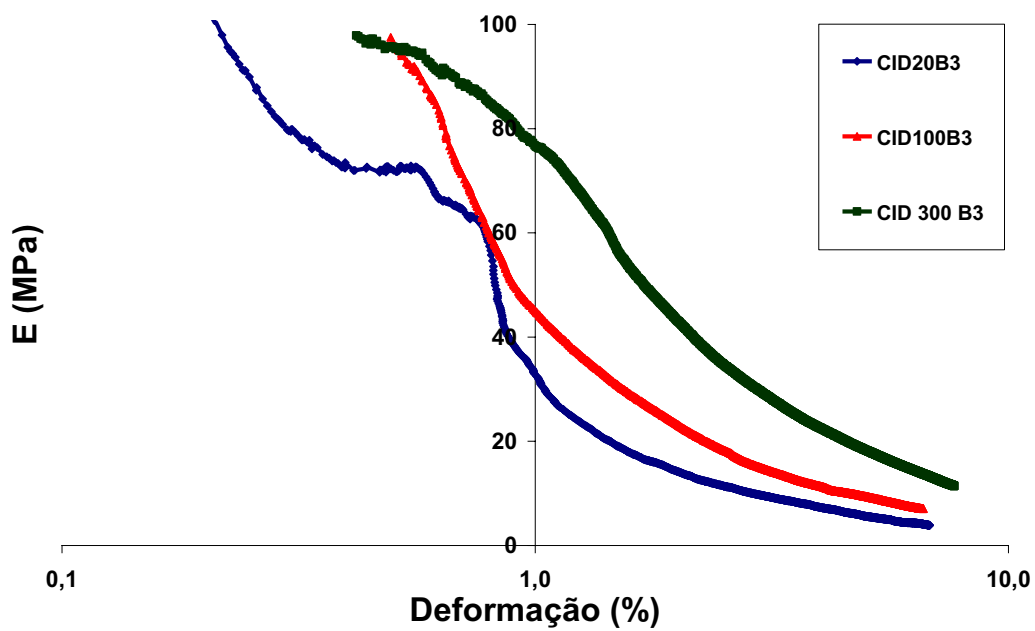


Figura 5.30. Módulo secante x deformação das amostras indeformadas B3

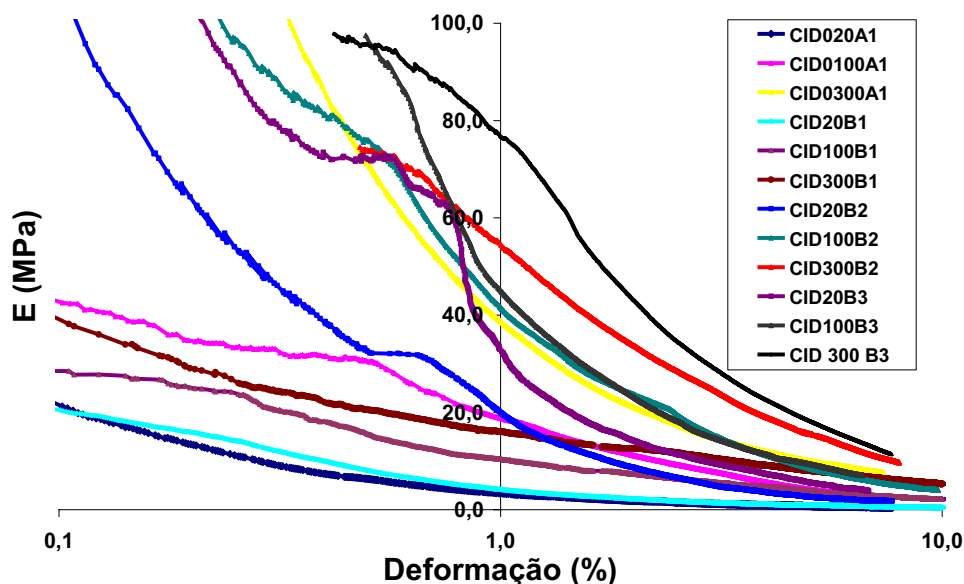


Figura 5.31. Módulo secante x deformação das amostras indeformadas e compactadas

Para as amostras indeformadas e compactadas observa-se que quanto maior a tensão efetiva de confinamento maior é a rigidez das amostras e que as amostras do bloco B1 e compactado A1 apresentam uma rigidez menor do que as amostras do bloco B2 e B3, quando analisadas considerando as mesmas tensões confinantes.

A rigidez dos blocos B2 e B3 são muito semelhantes quando consideradas nas mesmas tensões confinantes, assim como as amostras do Bloco B1 são semelhantes as compactas A1 nessas mesmas condições.

5.10. Módulo Cisalhante Inicial das Amostras Indeformadas e Compactadas

Para obtenção do Módulo Cisalhante Inicial adotou-se a metodologia de Duncan e Chang (1970) baseada no modelo hiperbólico de Kondner (1963) para a determinação do módulo tangente inicial, E_i .

Na Figura 5.32 verifica-se que “a” é o inverso do módulo tangente inicial “ E_i ”, e “b” é o inverso do valor assintótico da diferença de tensão que a curva tensão-deformação se aproxima no infinito, $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$.

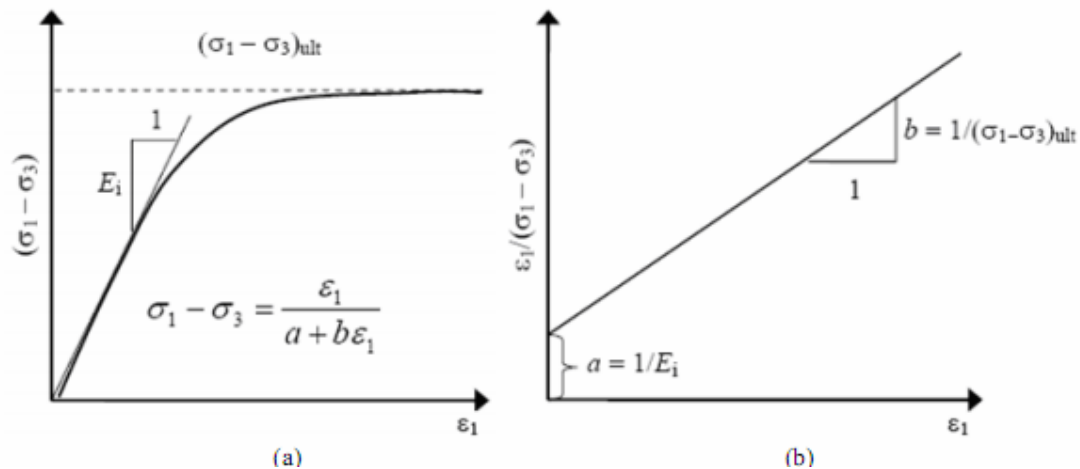


Figura 5.32 Representação hiperbólica de uma curva tensão-deformação (Duncan e Chang, 1970).

Plotando os dados tensão-deformação na forma mostrada na Figura 5.32 determina-se os valores dos parâmetros a e b correspondentes ao melhor ajuste entre a hipérbole (reta na Figura 5.32.b) e os dados do ensaio.

O cálculo de E_i utilizando o modelo de Duncan & Chang (1970) foi realizado de acordo com as seguintes considerações:

- Para as curvas que apresentaram pico, foram utilizados para interpolação os pares de tensão e deformação até a carga máxima;
- Para as curvas que apresentaram estabilização ou que eram ascendentes, foram utilizados todos os pontos para a interpolação;
- Para todas as curvas foram desprezados os pontos iniciais correspondentes aos ajustes do equipamento.

Os valores do Módulo Cisalhante Inicial, G_0 calculado de acordo com a fórmula: $G_0 = E_i/2(1 + \nu)$ está apresentado na Tabela 5.8 juntamente com o módulo inicial (E_i) calculado a partir do modelo hiperbólico de Duncan & Chang (1970)

Tabela 5.8. Módulos Cisalhante e de Deformabilidade Iniciais para as amostras indeformadas e compactadas

Ensaio	e_0	E_i (MPa)	G_0 (MPa)	Condição
CID 20 A1	0,53426	0,257	0,100	Amostra Compactada
CID 100 A1	0,53605	0,577	0,222	
CID 300 A1	0,55412	0,921	0,354	
CID 20 B1	0,53515	0,265	0,102	Amostra Indeformada
CID 100 B1	0,53159	0,144	0,056	
CID 300 B1	0,52894	0,192	0,074	
CID 20 B2	0,45430	1,187	0,456	
CID 100 B2	0,44957	1,901	1,731	
CID 300 B2	0,46626	1,442	0,554	
CID 20 B3	0,40021	1,651	0,635	
CID 100 B3	0,41366	1,437	0,553	
CID 300 B3	0,41388	2,603	1,001	

* Obs: e_0 – Índice de vazios inicial das amostras.

5.11. Dilatância das Amostras Indeformadas e Compactadas

Neste item apresentam-se os gráficos do comportamento tensão (q/p') versus dilatância ($\delta\epsilon_v/\delta\epsilon_s$) das amostras. Sendo: $\epsilon_v = \Delta V/V$ e $\epsilon_s = \epsilon_a - (\epsilon_v/3)$.

Sendo:

- ϵ_s a deformação cisalhante;
- ϵ_v a deformação volumétrica;
- ϵ_a a deformação axial medida e
- ϵ_r a deformação radial medida

Nas Figuras 5.33 a 5.36 estão apresentados os gráficos tensão (q/p') x dilatância ($\delta\epsilon_v/\delta\epsilon_s$) das amostras compactadas A1 e as indeformadas dos blocos (B1, B2 e B3) e na Figura 5.37 estão apresentadas a tensão-dilatância de todas as amostras indeformadas e compactadas juntas.

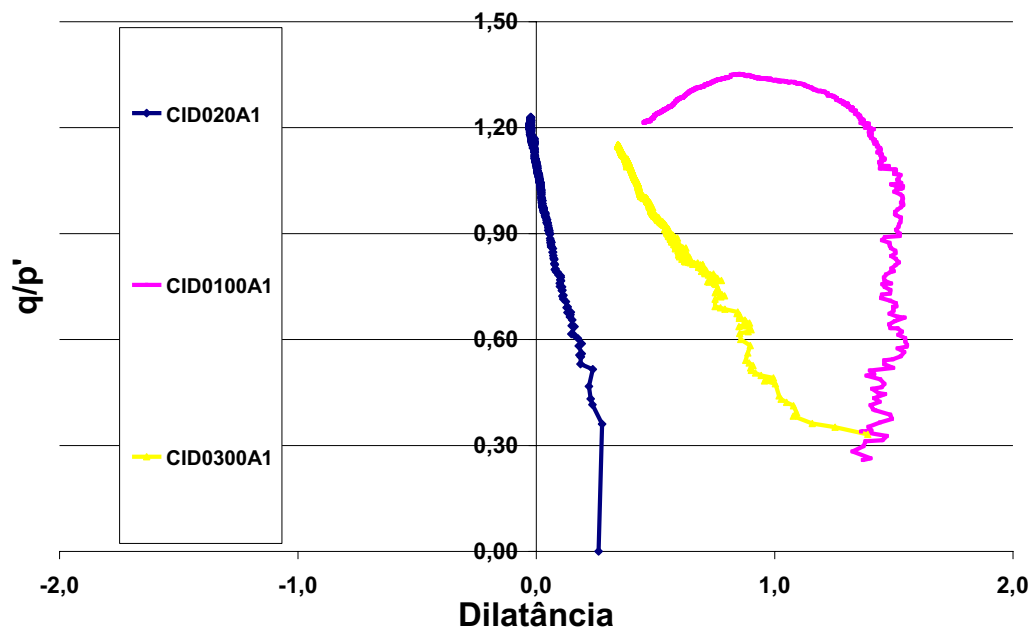


Figura 5.33. Tensão-dilatância das amostras compactadas A1

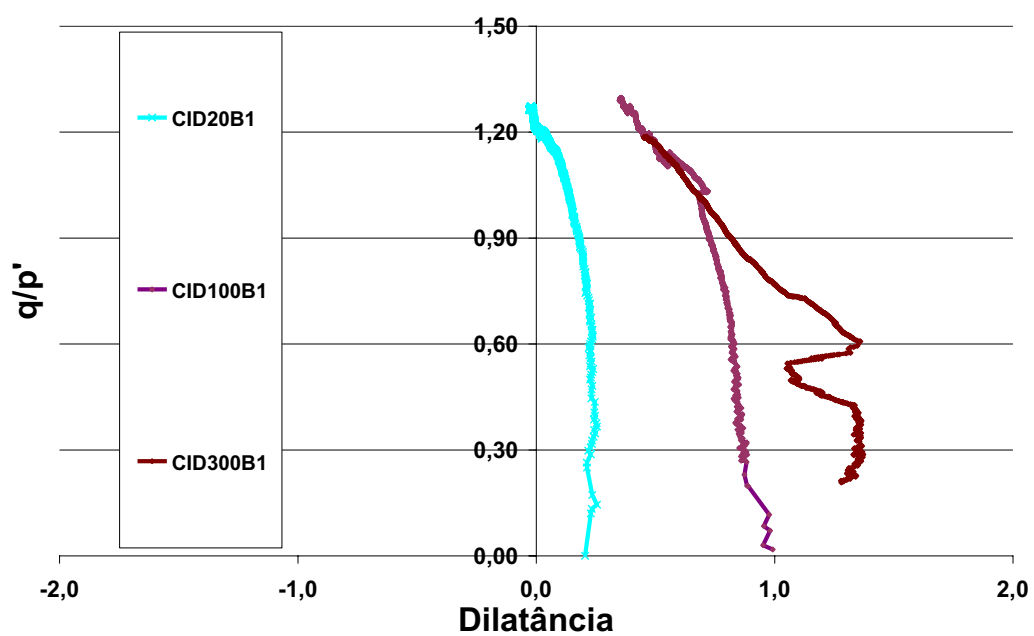


Figura 5.34. Tensão-dilatância das amostras do bloco B1

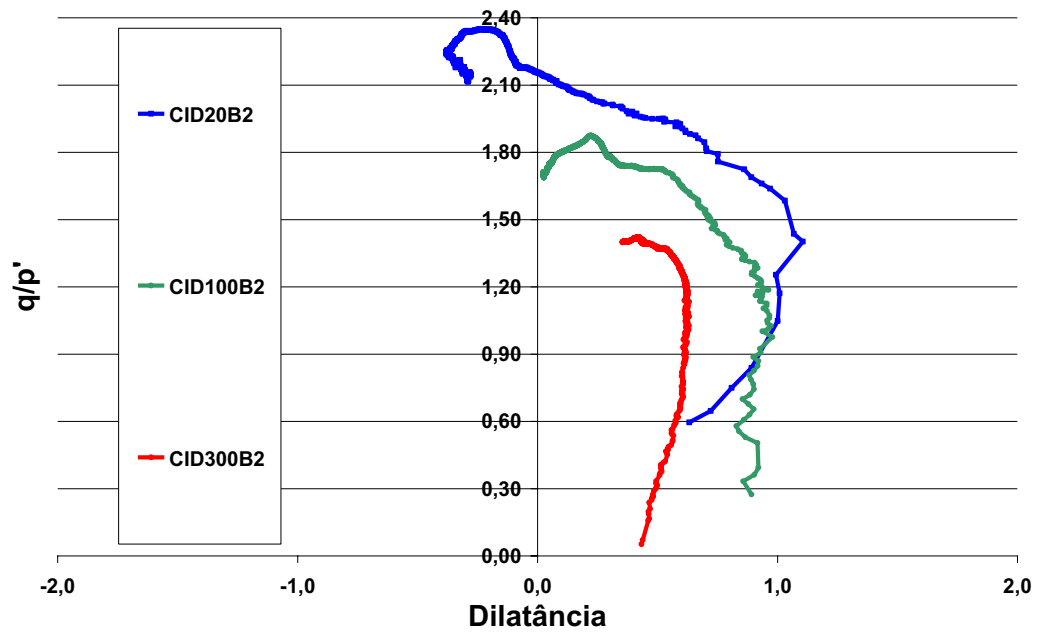


Figura 5.35. Tensão-dilatância das amostras do bloco B2

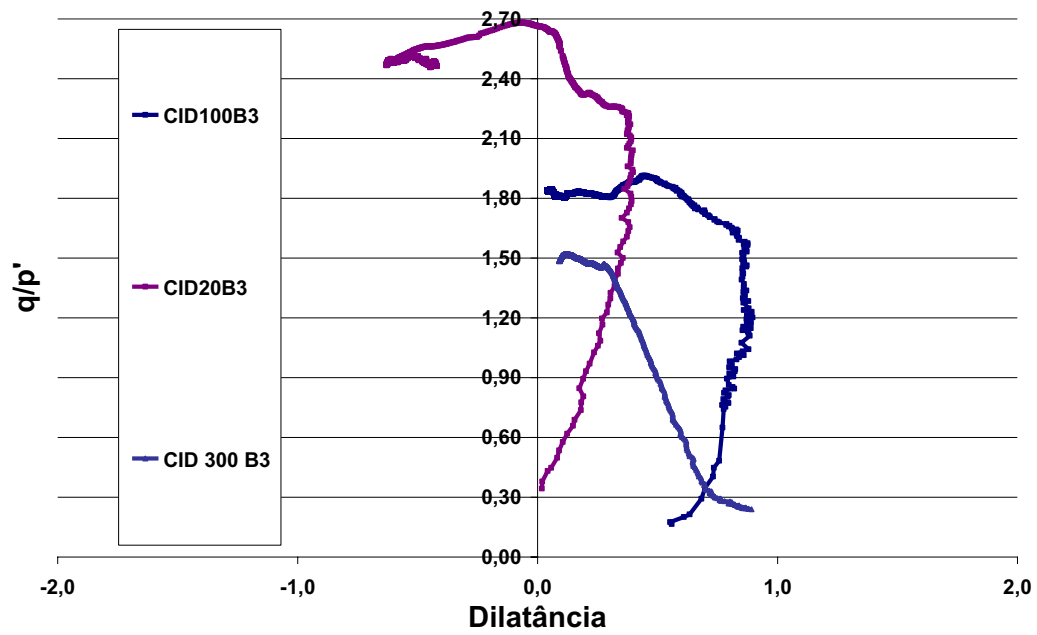


Figura 5.36. Tensão-dilatância das amostras do bloco B3

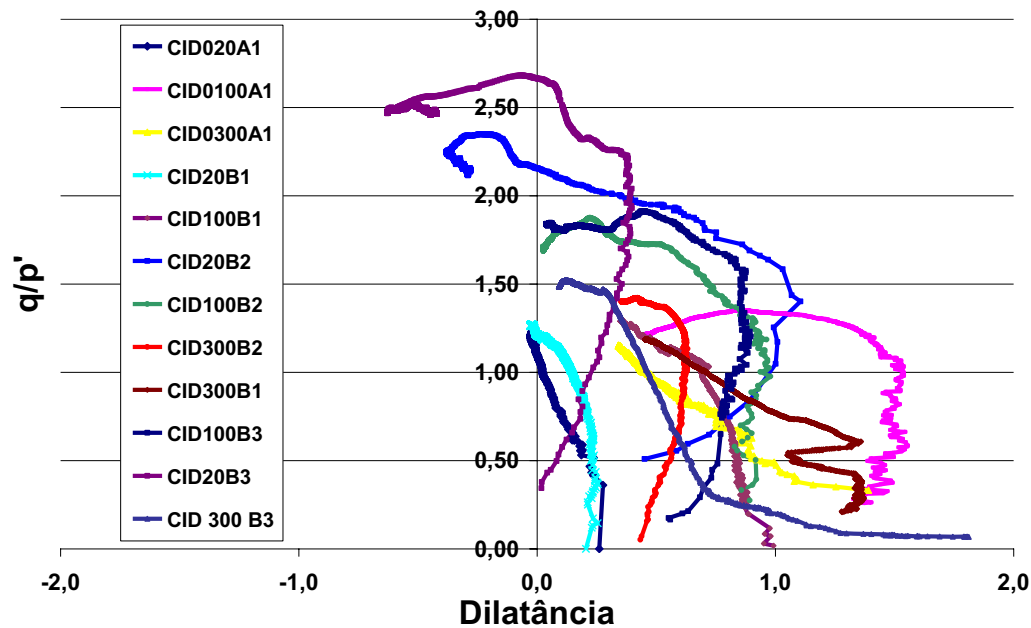


Figura 5.37. Tensão-dilatância das amostras indeformadas e compactadas

Com base nas afirmações de Coop e Wilson (2003) e Prietto (2004) a respeito do fenômeno da dilatância, apresentadas no Capítulo II, pode-se observar que as amostras indeformadas do bloco B1 e compactadas A1 apresentaram comportamento de material sem cimentação, enquanto que as amostras dos blocos B2 e B3 parecem apresentar comportamento de amostras com algum grau de cimentação, sendo a dilatância relativa as amostras do bloco B3 mais características dessa condição.

CAPÍTULO VI – APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS TRIAXIAIS EM AMOSTRAS CIMENTADAS ARTIFICIALMENTE

Neste capítulo são apresentados os resultados dos ensaios triaxiais drenados com medidores internos de pequenas deformações em amostras cimentadas artificialmente, bem como suas envoltórias ($p' \times q$) e envoltórias transformadas ($s' \times t$), com seus respectivos parâmetros de resistência mecânica. É feita a análise dos efeitos da variação da densidade e do teor de cimento sobre o comportamento tensão-deformação das amostras cimentadas artificialmente. São apresentadas as curvas tensão versus fator vazios/cimento do solo do topo da falésia com o respectivo coeficiente de ajuste. Finalmente são apresentadas as curvas e feita a análise da rigidez e da dilatação de todas as amostras com cimentação artificial e amostras dos blocos indeformados e compactadas.

6.1. Ensaios Triaxiais Drenados com Amostras Cimentadas Artificialmente

Nesse item estão apresentados os ensaios triaxiais drenados das amostras com mesmo peso específico aparente seco e mesma porcentagem de cimento com tensões efetivas de confinamento diferentes, além das envoltórias ($p' \times q$) de pico e a “grandes deformações”. Grandes deformações são impropriamente empregadas, devido à limitada acurácia dos sensores e dos demais equipamentos, para deformações maiores, em amostras com as dimensões empregadas neste estudo. É definida pelo ϵ_a , normalmente relativa a 5% de deformação ou o valor indicado no gráfico das respectivas envoltórias. Todas as amostras foram moldadas com umidade de 10,0% definida no item 4.3.2 do programa experimental.

Na Tabela 6.1 estão apresentados todos os 27 ensaios triaxiais drenados com cimentação artificial.

Nas Figuras 6.1 a 6.9 estão apresentados os gráficos tensão-deformação, variação volumétrica dos ensaios com amostras de mesma densidade e mesmo teor de cimento com diferentes tensões efetivas (20, 100 e 300 kPa), bem como as envoltórias ($p' \times q$) de pico e a grandes deformações dessas amostras.

Tabela 6.1. Ensaios triaxiais drenados artificialmente cimentados

Ensaio	γ_d (kN/m ³)	C (%)	n/Ci _v	q _{máx} (kPa)	ϵ_{arup} (%)	S _{Rup} %
CID (2) 20 A1	17,40	2,0	31,45	524,56	0,08	95,16
CID (2) 100 A1	17,15	2,0	32,78	724,22	0,06	96,63
CID (2) 300 A1	17,18	2,0	32,59	1119,02	0,17	98,39
CID (2) 20 A2	17,92	2,0	28,81	806,31	0,13	97,65
CID (2) 100 A2	17,84	2,0	29,17	889,55	0,16	99,48
CID (2) 300 A2	17,93	2,0	28,76	1535,81	0,16	95,68
CID (2) 20 A3	18,71	2,0	25,05	842,86	0,12	95,64
CID (2) 100 A3	18,80	2,0	24,61	1280,21	0,15	98,59
CID (2) 300A3	18,81	2,0	24,58	1774,35	0,23	97,48
CID (3,5) 20 A1	17,27	3,5	18,73	1268,59	0,09	95,06
CID (3,5) 100 A1	17,24	3,5	18,81	1328,11	0,07	99,34
CID (3,5) 300 A1	17,18	3,5	19,02	1885,42	0,13	97,22
CID (3,5) 20 A2	17,98	3,5	16,63	1498,23	0,07	96,01
CID (3,5) 100 A2	18,23	3,5	15,90	1987,69	0,07	99,83
CID (3,5) 300 A2	17,97	3,5	16,65	2238,49	0,19	99,77
CID (3,5) 20 A3	18,93	3,5	14,05	1953,98	0,10	97,09
CID (3,5) 100 A3	18,79	3,5	14,41	2081,93	0,13	97,94
CID (3,5) 300 A3	18,88	3,5	14,16	2788,87	0,23	96,28
CID (5) 20 A1	17,30	5,0	13,31	1566,53	0,12	95,22
CID (5) 100 A1	17,10	5,0	13,74	1713,64	0,15	95,72
CID (5) 300 A1	16,93	5,0	14,13	2172,05	0,18	99,08
CID (5) 20 A2	18,14	5,0	11,54	2060,09	0,07	99,83
CID (5) 100 A2	17,98	5,0	11,87	2309,53	0,12	99,76
CID (5) 300 A2	18,01	5,0	11,83	2984,61	0,15	95,35
CID (5) 20 A3	18,93	5,0	10,04	2309,68	0,09	94,02
CID (5) 100 A3	18,68	5,0	10,50	2879,62	0,21	99,94
CID (5) 300 A3	18,72	5,0	10,42	3345,59	0,23	96,28

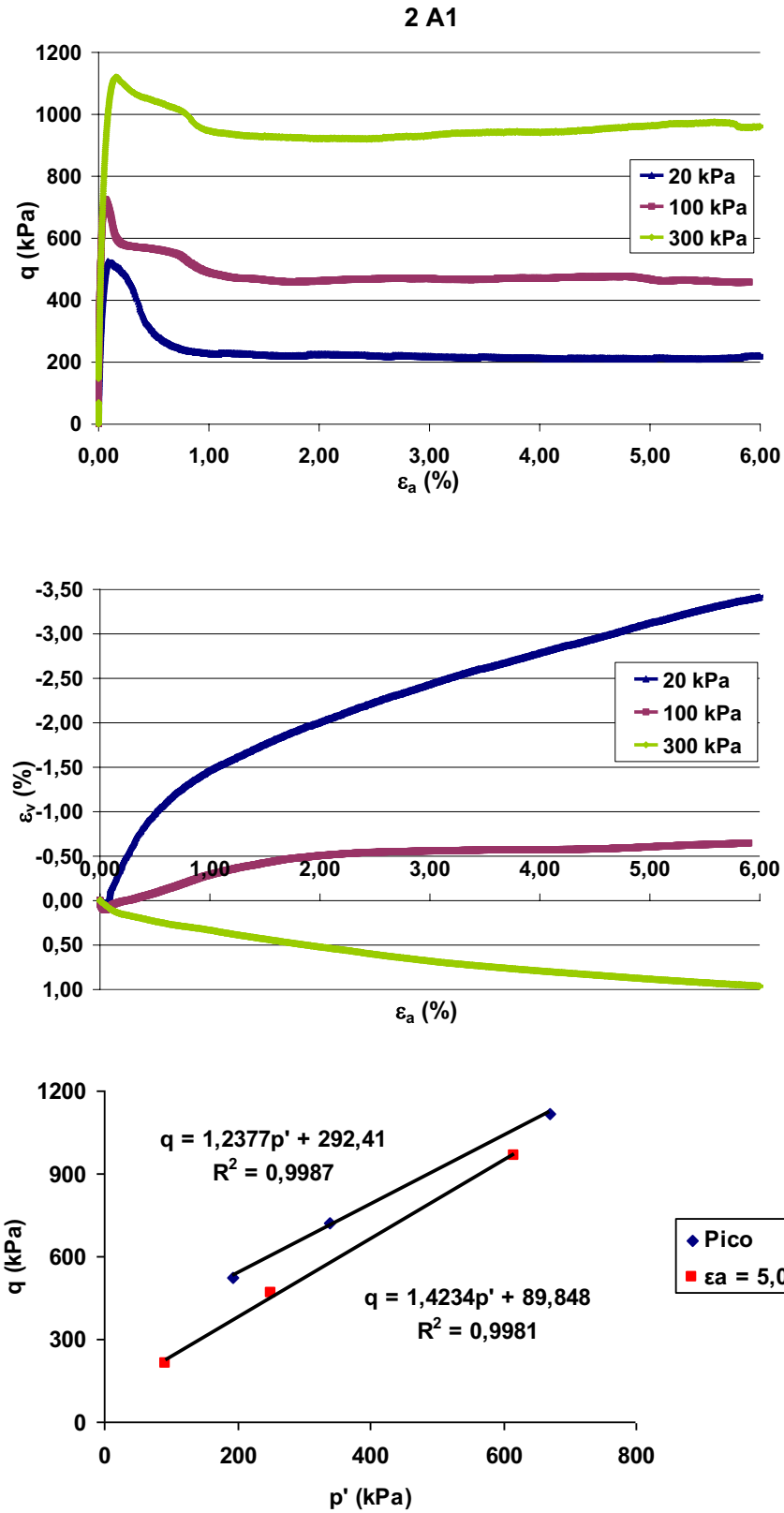


Figura 6.1. Tensão-deformação, variação volumétrica e envoltórias (p' x q) – 2 A1

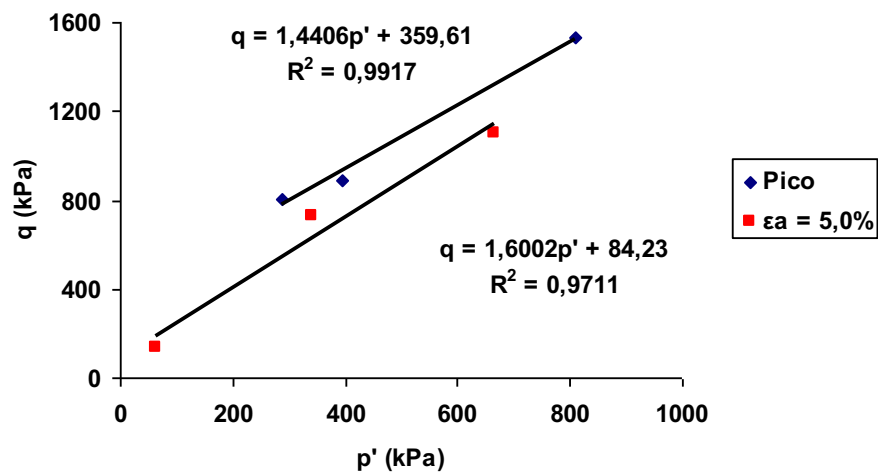
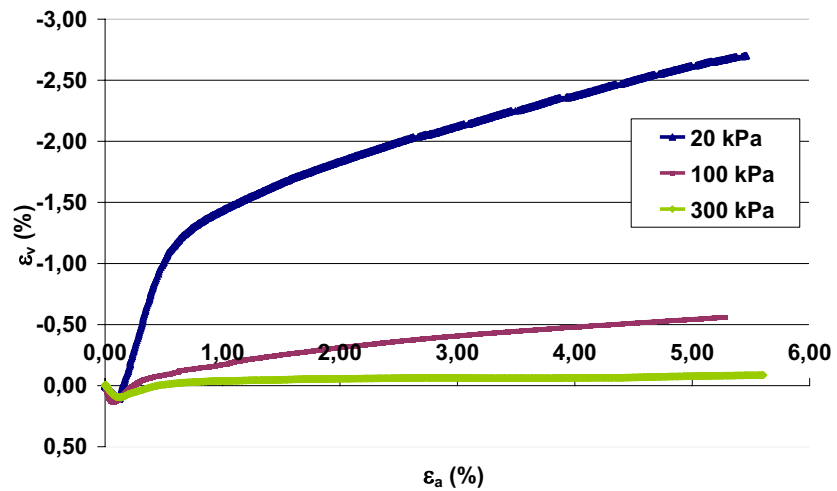
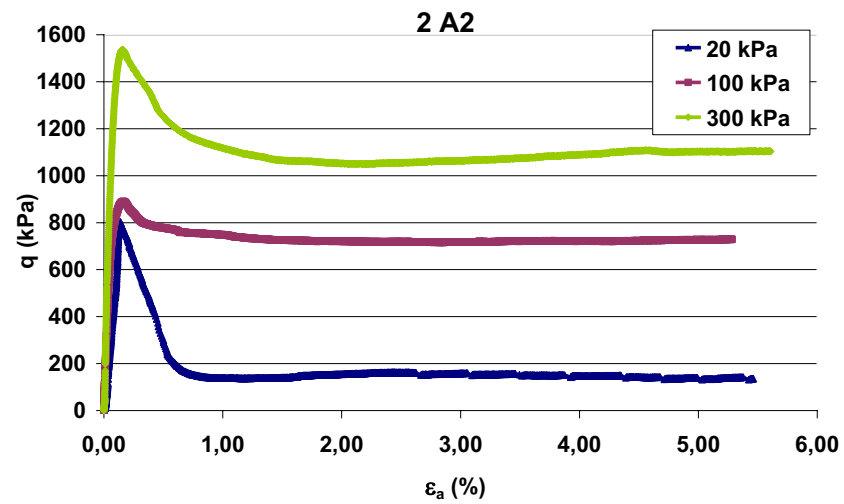


Figura 6.2. Tensão-deformação, variação volumétrica e envoltórias ($p' \times q$) – 2 A2

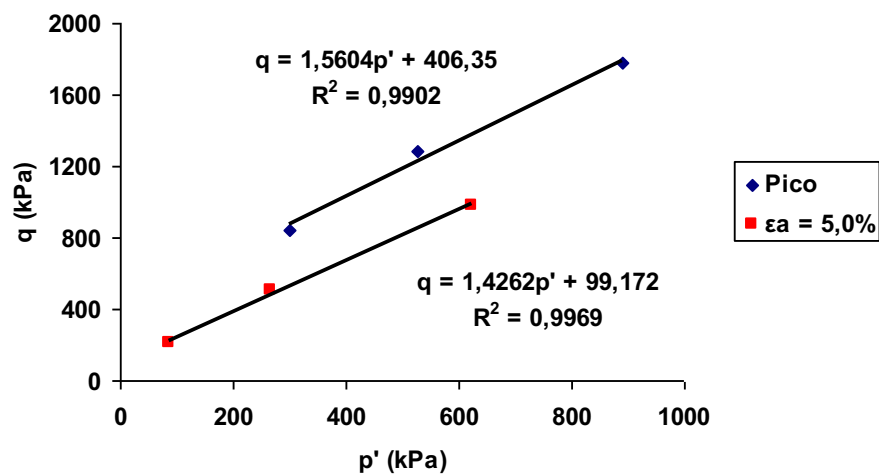
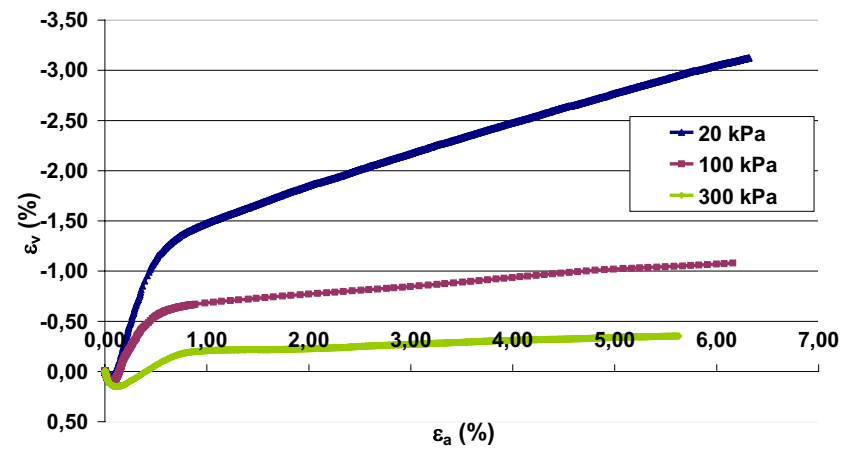
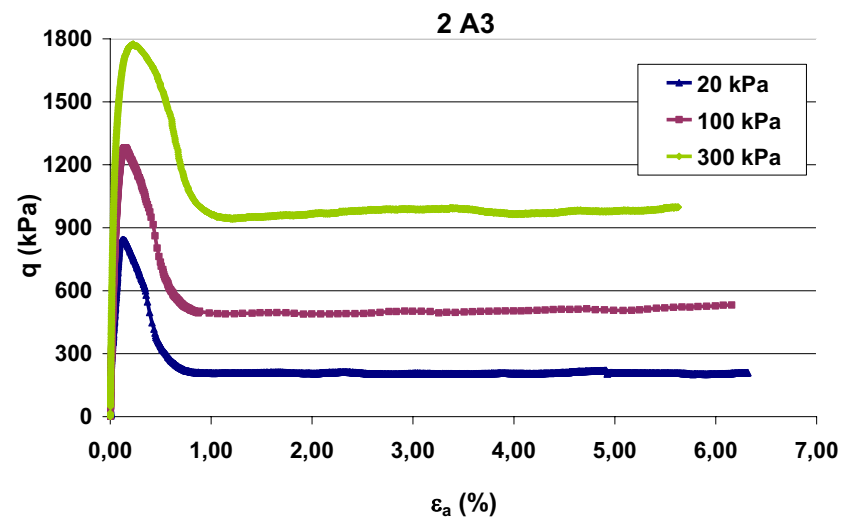


Figura 6.3. Tensão-deformação, variação volumétrica e envoltórias ($p' \times q$) – 2 A3

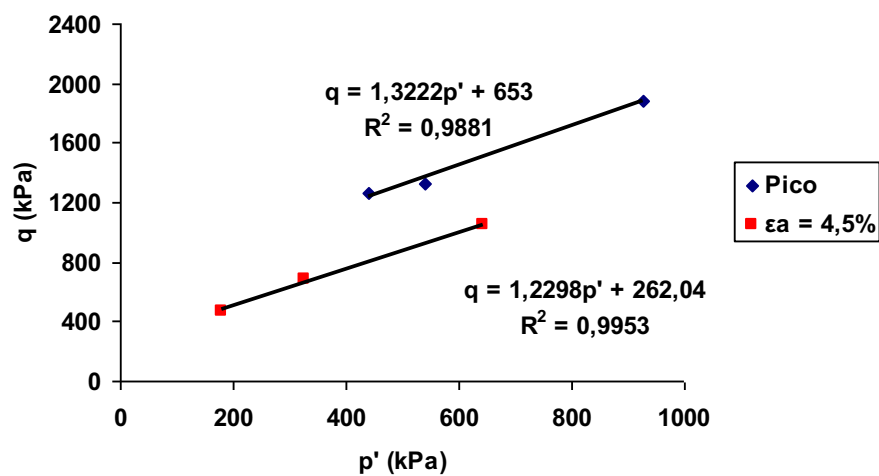
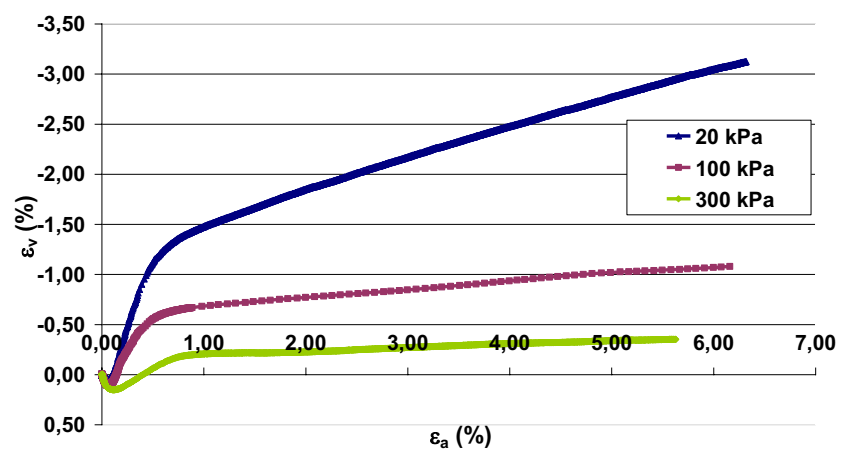
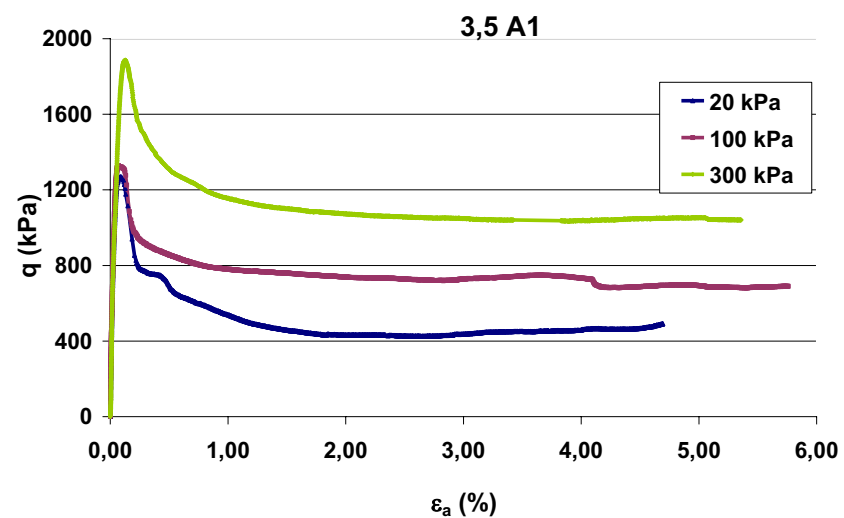


Figura 6.4. Tensão-deformação, variação volumétrica e envoltórias ($p' \times q$) – 3,5 A1

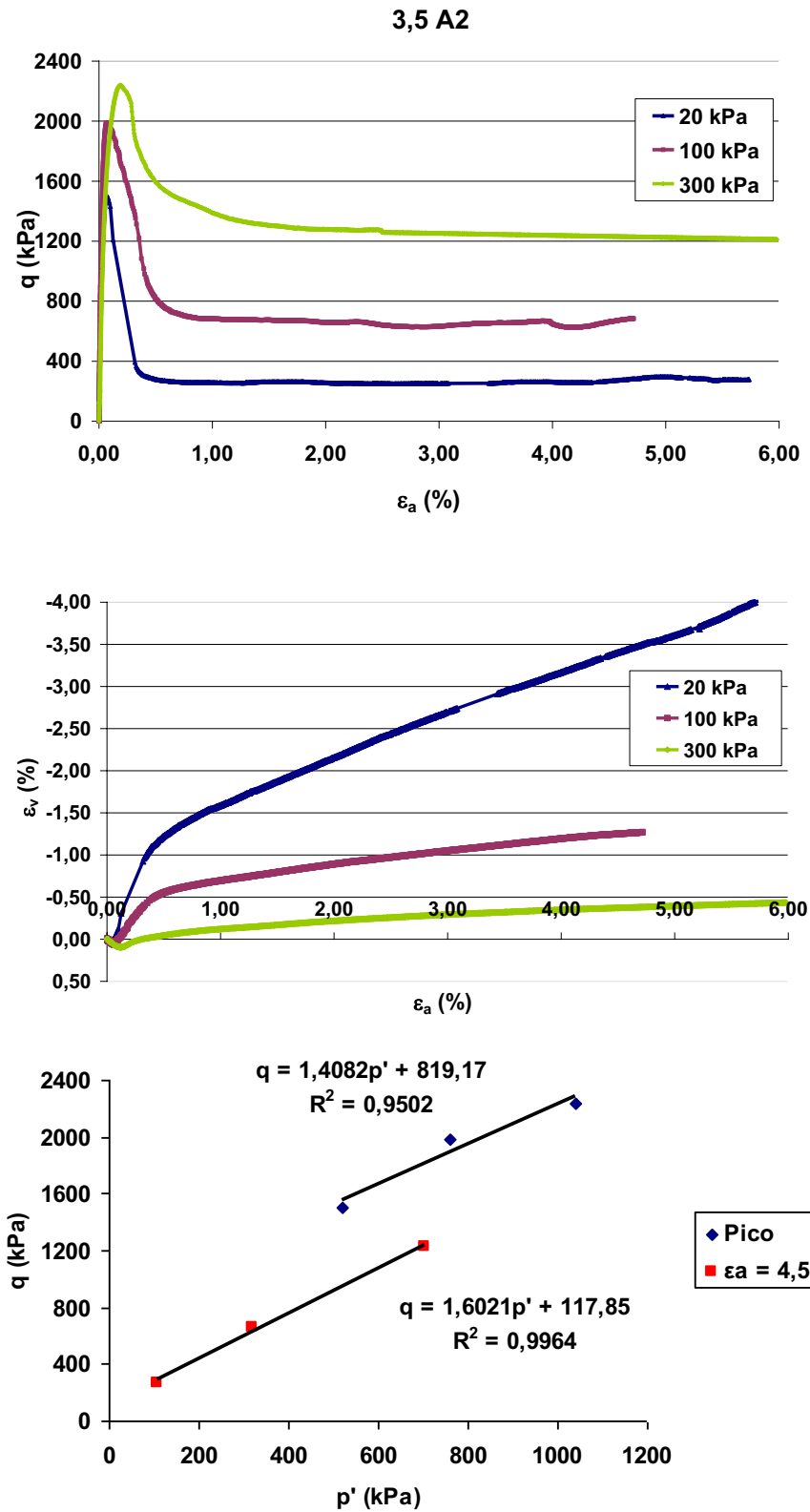


Figura 6.5. Tensão-deformação, variação volumétrica e envoltórias ($p' \times q$) – 3,5 A2

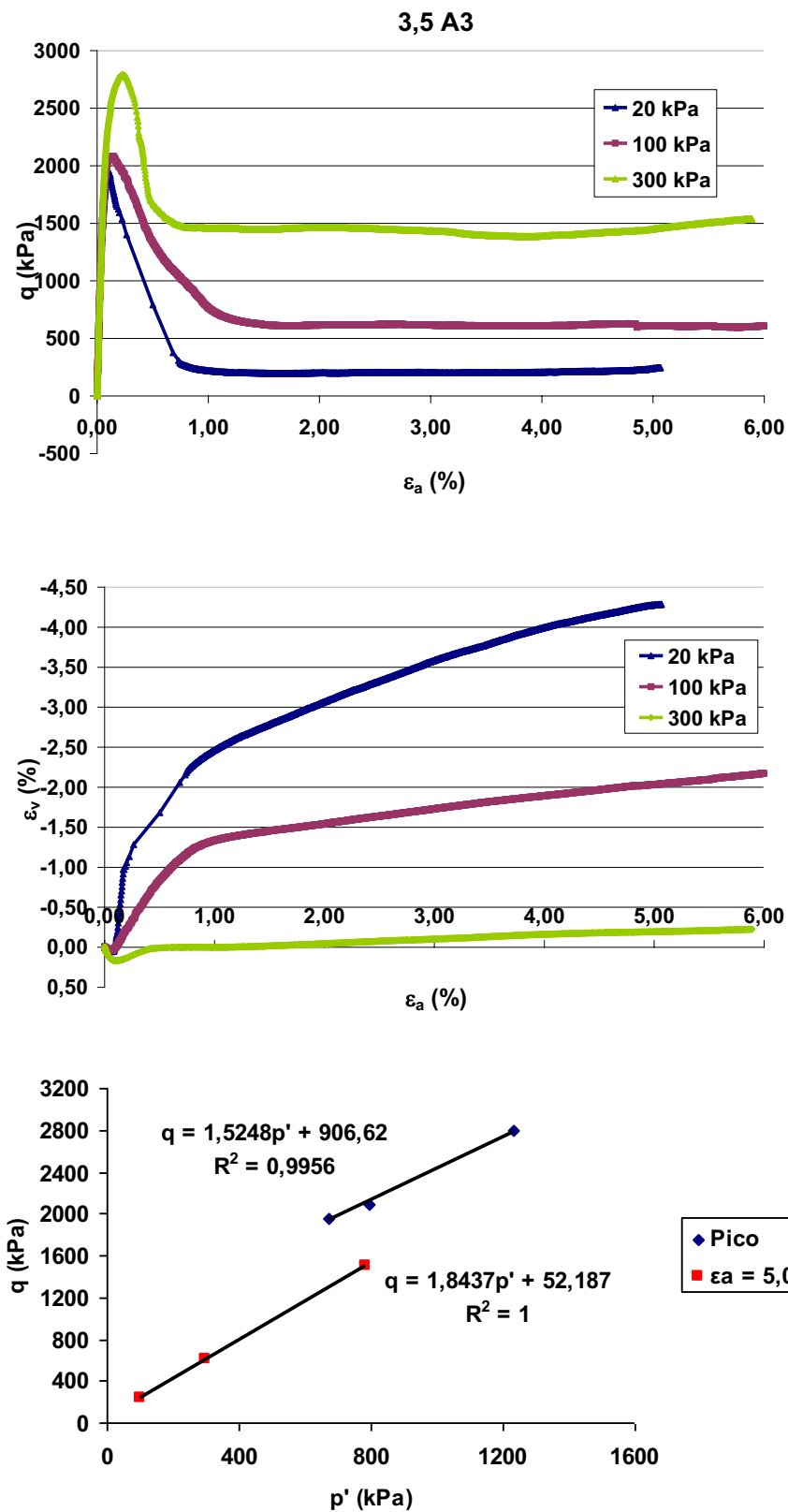


Figura 6.6. Tensão-deformação, variação volumétrica e envoltórias ($p' \times q$) – 3,5 A3

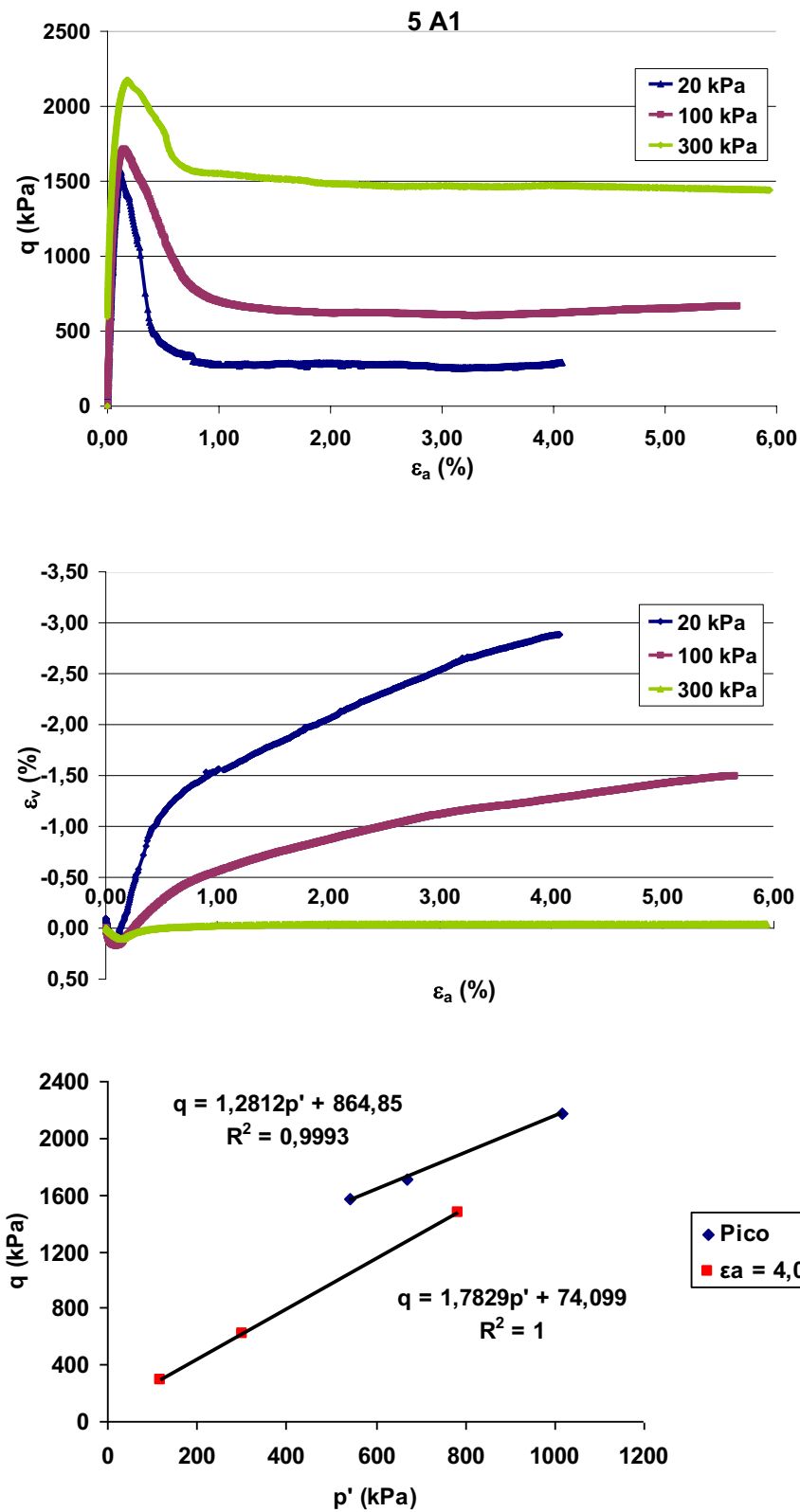


Figura 6.7. Tensão-deformação, variação volumétrica e envoltórias (p' x q) – 5 A1

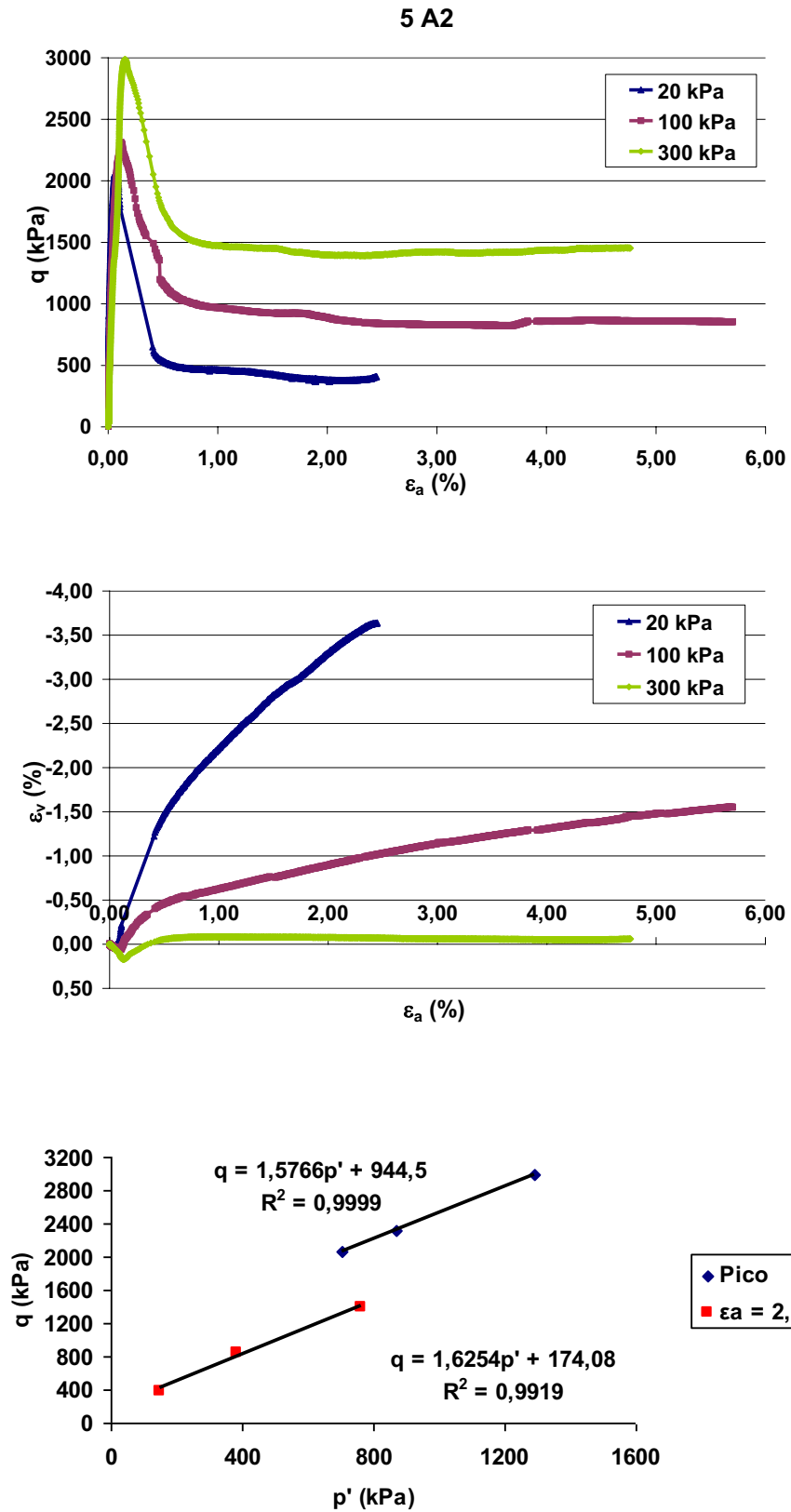


Figura 6.8. Tensão-deformação, variação volumétrica e envoltórias (p' x q) – 5 A2

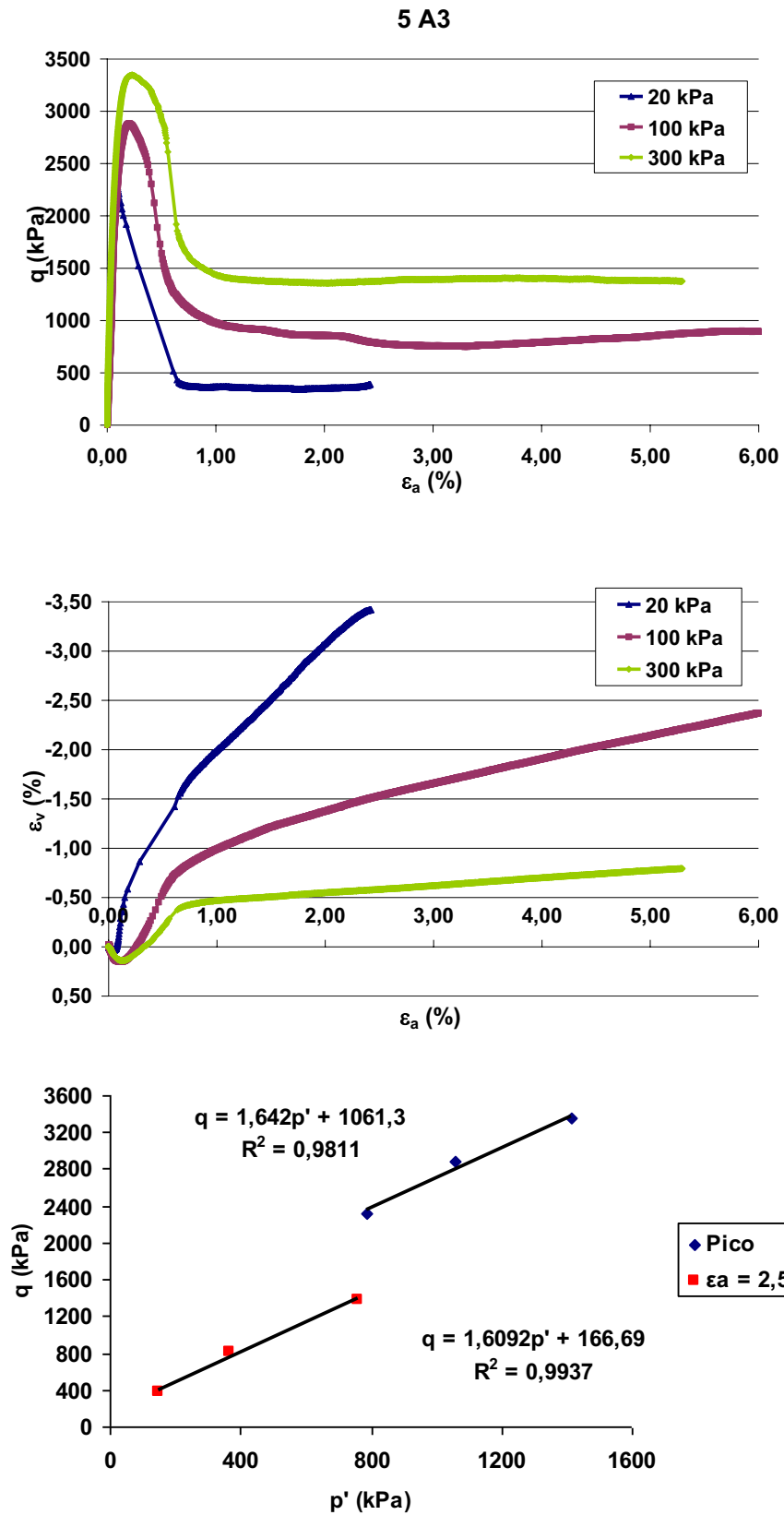


Figura 6.9. Tensão-deformação, variação volumétrica e envoltórias (p' x q) – 5 A3

As amostras apresentaram um comportamento rígido inicial e ruptura apresentando um pico bem definido. Amostras apresentaram plano de ruptura no cisalhamento bem pronunciado.

A deformação axial de pico foi muito pequena (variando de 0,08% a 0,13%) para as amostras rompidas sob tensão efetiva de 20 kPa, (de 0,06% a 0,16%) sob tensão efetiva de 100 kPa e (de 0,15% a 0,23%) com 300 kPa, apresentando queda brusca de resistência, demonstrando um comportamento frágil.

Observa-se que para todas as amostras quanto maior a tensão efetiva confinante maior a tensão desvio.

Quanto ao comportamento volumétrico, observa-se que as amostras apresentaram um comportamento compressivo inicial até próximo da ruptura e a seguir um comportamento expansivo.

Quanto menor a tensão efetiva confinante maior foi a expansibilidade das amostras. Quanto maior a densidade maior a expansibilidade.

Os teores de cimento mais elevados, 3,5% e 5,0% provocaram uma maior expansibilidade em comparação com as amostras com teores de cimento de 2,0%.

Todas as amostras com mesmo teor de cimento e mesma densidade, ou seja, mesmo (n/Ci_v) apresentam uma inclinação do gráfico $(\epsilon_a \times q')$ praticamente igual até a ruptura, sugerindo o mesmo comportamento em relação à rigidez inicial.

Exceção do comportamento volumétrico foram as amostras CID(2)300A1 e CID(3,5)300A1 que só apresentaram comportamento compressivo, entretanto a amostra com 2% de percentual de cimento comprimiu mais do que a amostra com 3,5 %.

Essas duas amostras possuem a mesma densidade e foram rompidas na mesma tensão efetiva confinante; portanto, é possível que o baixo teor de cimento das amostras em contraposição a elevada tensão efetiva confinante tenha influenciado no seu comportamento volumétrico.

6.2. Parâmetros de Resistência das Amostras Cimentadas Artificialmente

Neste item são apresentadas as envoltórias transformadas de pico e os parâmetros de resistência mecânica das amostras cimentadas artificialmente. As envoltórias das amostras cimentadas artificialmente com solo relativo ao solo do bloco de topo da falésia, agrupadas pela porcentagem de cimento acrescida, são apresentadas nas Figuras 6.10 a 6.12.

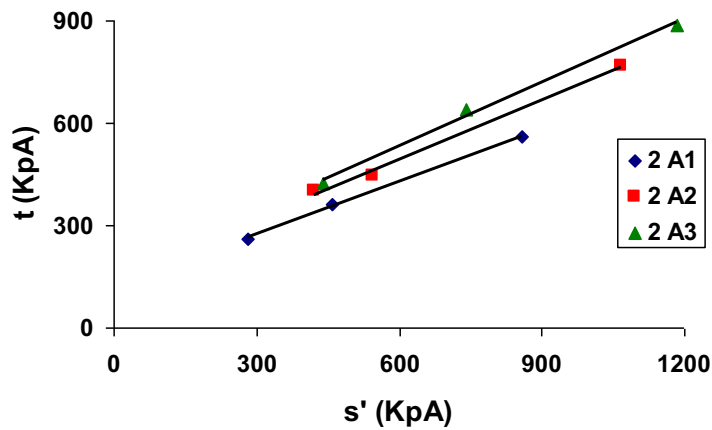


Figura 6.10. Envoltórias transformadas de pico das amostras cimentadas - C = 2%

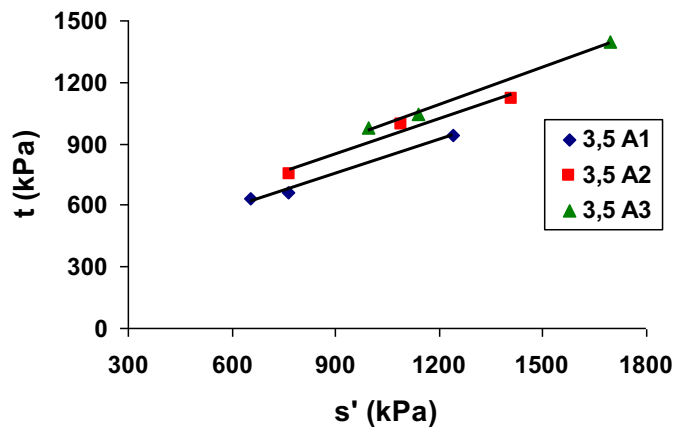


Figura 6.11. Envoltórias transformadas de pico das amostras cimentadas - C = 3,5%

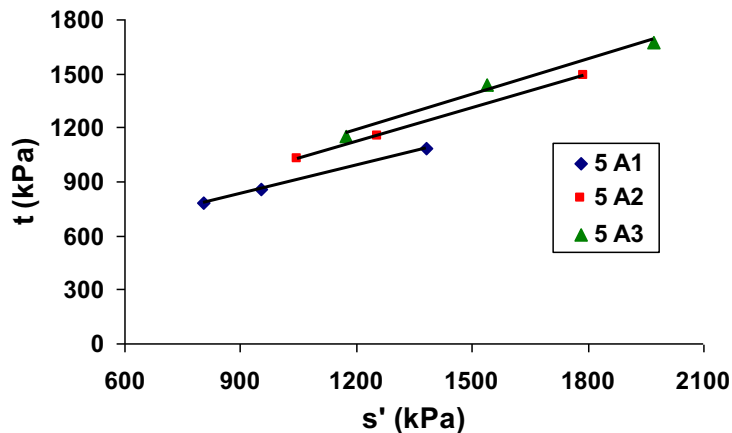


Figura 6.12. Envoltórias transformadas de pico das amostras cimentadas - C = 5%

Todas as envoltórias das amostras cimentadas artificialmente apresentaram um coeficiente de correlação maior do que 0,98.

Na Tabela 6.2 estão apresentados os parâmetros de resistência Φ' e c' de pico e a grandes deformações ($\epsilon_a = 5,0\%$) para as amostras com solo de topo da falésia cimentadas artificialmente, ordenadas pelo teor de cimento em cada peso específico aparente seco.

Tabela 6.2. Parâmetros de resistência das amostras cimentadas artificialmente ordenadas pelo teor de cimento

PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA				
AMOSTRAS CIMENTADAS ARTIFICIALMENTE	PICO		GRANDES DEFORMAÇÕES	
	Φ' (°)	c' (kPa)	Φ' (°)	c' (kPa)
2 A1	30,9	141,2	35,1	44,3
3,5 A1	32,9	317,5	30,7	126,3
5 A1	31,9	419,5	43,4	39,3
2 A2	35,6	177,6	39,4	41,1
3,5 A2	35,1	399,3	39,2	59,8
5 A2	38,6	478,7	41,2	70
2 A3	38,3	204,5	35,2	48,8
3,5 A3	37,5	454,7	43,2	34,5
5 A3	40,3	541,9	39,4	84,6

Na Tabela 6.3 esses mesmos valores Φ' e c' de pico e de grandes deformações das amostras cimentadas artificialmente estão ordenados pelo peso específico aparente seco para cada teor de cimento utilizado.

Tabela 6.3. Parâmetros de resistência das amostras cimentadas artificialmente ordenados pelo peso específico aparente seco

PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA				
AMOSTRAS CIMENTADAS ARTIFICIALMENTE	PICO		GRANDES DEFORMAÇÕES	
	Φ' (°)	c' (kPa)	Φ' (°)	c' (kPa)
2 A1	30,9	141,2	35,1	44,3
2 A2	35,6	177,6	39,4	41,1
2 A3	38,3	204,5	35,2	48,8
3,5 A1	32,9	317,5	30,7	126,3
3,5 A2	35,1	399,3	39,2	59,8
3,5 A3	37,5	454,7	43,2	34,5
5 A1	31,9	419,5	43,4	39,3
5 A2	38,6	478,7	41,2	70,0
5 A3	40,3	541,9	39,4	84,6

As envoltórias de pico para todas as amostras cimentadas artificialmente com a mesma densidade e teor de cimento apresentaram menor inclinação e maiores valores de tensão desvio do que as envoltórias para grandes deformações dessas amostras, que apresentam maior inclinação e menores valores da tensão desvio.

Na Figura 6.13 é apresentado o gráfico coesão versus peso específico aparente seco e na Figura 6.14 o gráfico ângulo de atrito versus peso específico aparente seco, ambos com os respectivos teores de cimento; objetivando a análise da influência da densidade nos parâmetros de resistência mecânica das amostras cimentadas artificialmente.

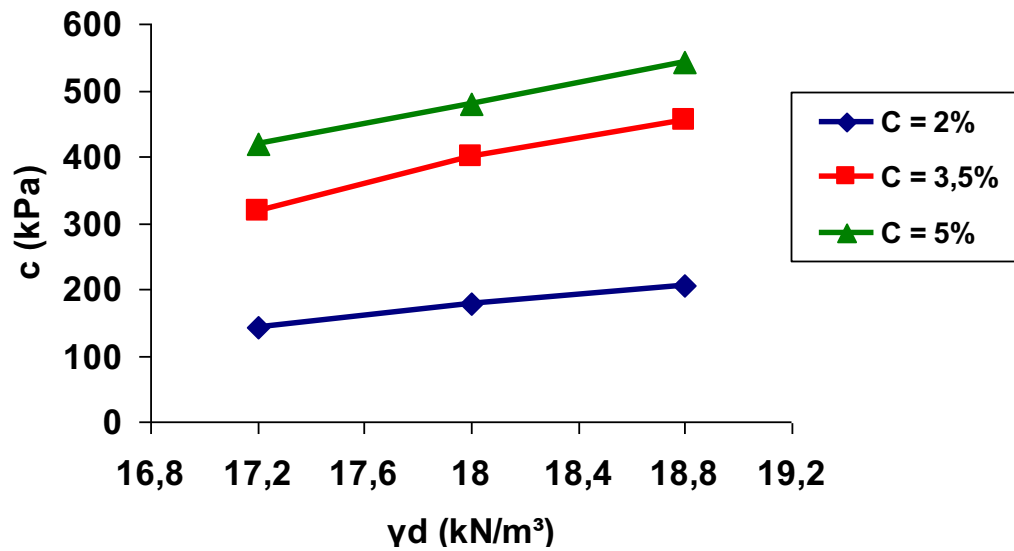


Figura 6.13. Gráfico coesão X peso específico aparente seco

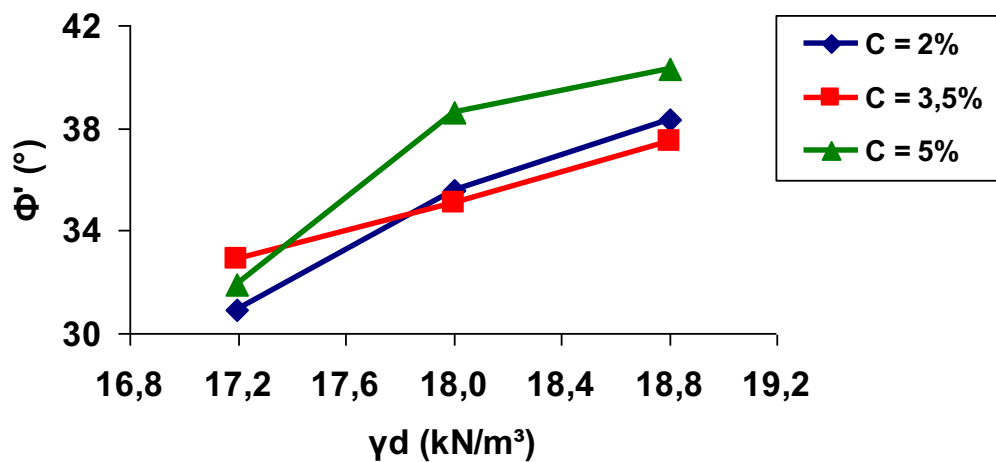


Figura 6.14. Gráfico ângulo de atrito X peso específico aparente seco

Observa-se que a variação da densidade das amostras provoca um aumento tanto da coesão, quanto do ângulo de atrito. A variação da coesão foi da ordem de 25%, quando se variou o peso específico aparente seco de 17,2 kN/m³ para 18,0 kN/m³ e de 14% quando se variou de 18,0 kN/m³ para 18,8 kN/m³, considerando a média dos aumentos dessa variável.

O ângulo de atrito apresentou uma variação da ordem de 15%, quando se varia o peso específico aparente seco de 17,2 kN/m³ para 18,0 kN/m³ e de 7% quando se varia de 18,0 kN/m³ para 18,8 kN/m³.

Na Figura 6.15 é apresentado o gráfico coesão versus teor de cimento e na Figura 6.16 o gráfico ângulo de atrito versus teor de cimento, ambos com suas respectivas densidades, objetivando a análise da influência do teor de cimentação nos parâmetros de resistência mecânica das amostras cimentadas artificialmente.

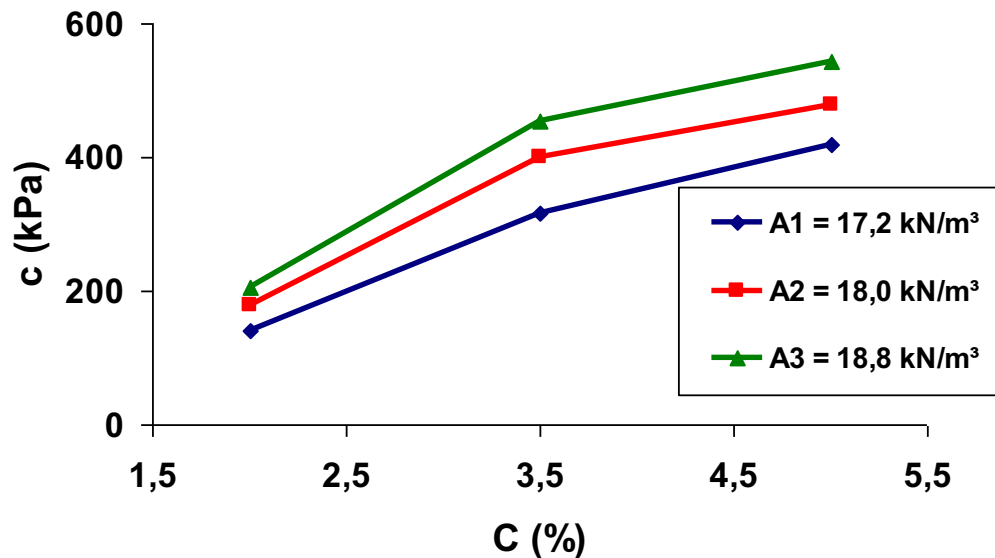


Figura 6.15. Gráfico coesão X teor de cimento

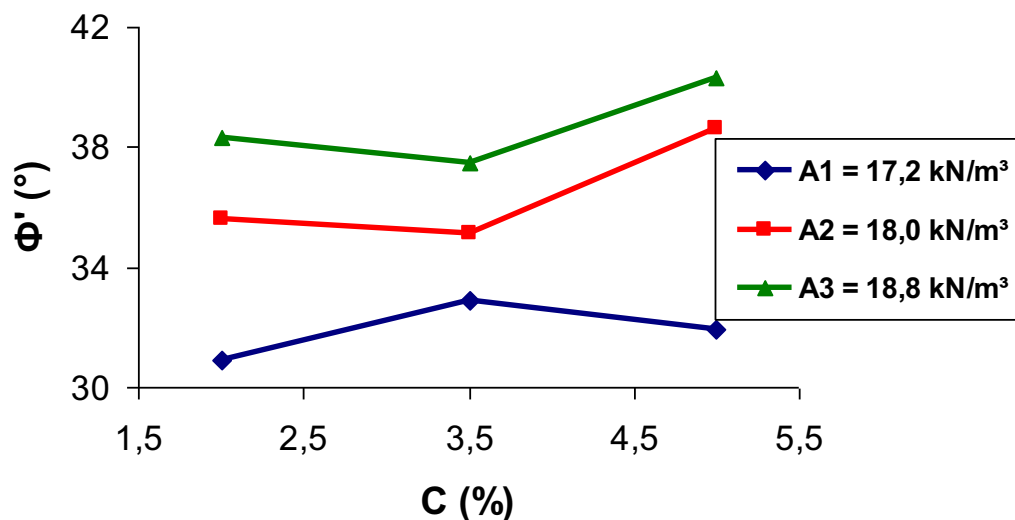


Figura 6.16. Gráfico ângulo de atrito X teor de cimento

Observa-se que a variação do teor de cimento provoca um aumento significativo da coesão, parecendo ser o fator preponderante no ganho de resistência mecânica para os teores de cimento e densidades estudados, sendo da ordem de 125% quando se varia de 2% para 3,5% de cimento e de 25% quando se varia de 3,5% para

5,0% de cimento, na média das amostras consideradas. Entretanto, o ângulo de atrito, parece ser pouco afetado para os teores de cimento e densidades estudados.

Na Figura 6.17 é apresentada a correlação entre a coesão “c” e o Fator Vazios/cimento “ n/C_{iv} ” (médio entre cada três amostras), para as amostras de mesma densidade e mesmo teor de cimento. Pode-se observar que há um decréscimo na coesão à medida que aumenta o valor do fator vazios/cimento.

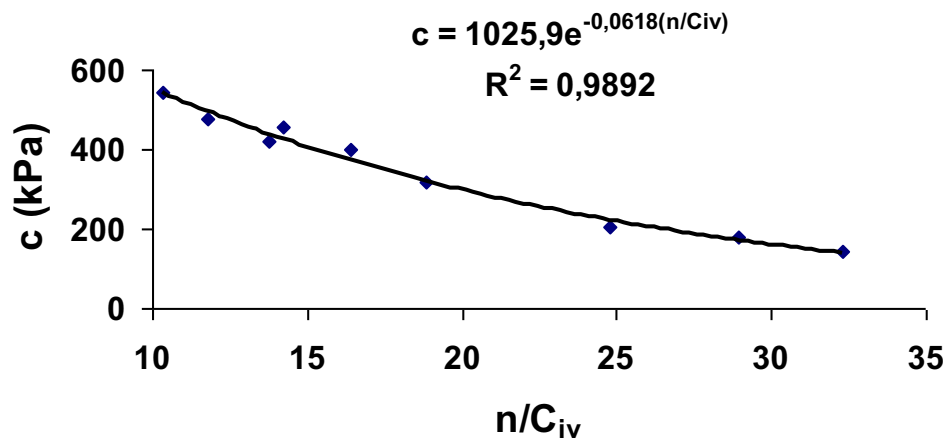


Figura 6.17. Correlação entre coesão e o fator vazios/cimento

Os resultados dos ensaios e das análises desses ensaios para as amostras com cimentação artificial parecem confirmar vários estudos sobre o comportamento resistência-tensão-deformação na compressão triaxial de solos cimentados. Para a faixa de domínio das tensões efetivas estudadas, a resistência ao cisalhamento de solos 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 não ser 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. As amostras apresentaram um comportamento rígido inicial e ruptura apresentando um pico bem definido.

6.3. Ensaios Triaxiais Drenados com Amostras Cimentadas Artificialmente - Efeito da Densidade e do Teor de Cimento

Neste item são apresentados os ensaios triaxiais drenados com amostras cimentadas artificialmente e discutidos o efeito da densidade das amostras e do teor de cimento da mistura. São os mesmos ensaios triaxiais apresentados no item 6.1, em que a variável era a tensão efetiva de confinamento. Uma quantidade de finos igual ao peso do cimento acrescentados na mistura foi removida do solo, com vistas a não alterar a granulometria, conforme explicitado na metodologia.

6.3.1. Ensaios Triaxiais Drenados com 20 kPa de Tensão Confinante

Na Tabela 6.4 estão apresentados os ensaios triaxiais drenados com porcentagem de cimento, peso específico aparente seco, fator vazios/cimento, tensão desvio (q)_{máxima} e deformação axial de ruptura ($\epsilon_{arup\%}$) realizados com tensão confinante efetiva de 20 kPa. O parâmetro B, de Skempton e a saturação após a ruptura variaram de 0,55 a 0,70 e de 94,02% a 99,83% respectivamente, para as amostras. A deformação axial de ruptura variou de 0,07% a 0,13%.

Tabela 6.4. Ensaios triaxiais drenados – $\sigma'_c = 20$ kPa

Ensaio	γ_d (kN/m ³)	C (%)	n/Ci _v	$q_{máx}$ (kPa)	ϵ_{arup} (%)
CID (2) 20 A1	17,40	2,0	31,45	524,56	0,08
CID (2) 20 A2	17,92	2,0	28,81	806,31	0,13
CID (2) 20 A3	18,71	2,0	25,05	842,86	0,12
CID (3,5) 20 A1	17,27	3,5	18,73	1268,59	0,09
CID (3,5) 20 A2	17,98	3,5	16,63	1498,23	0,07
CID (3,5) 20 A3	18,93	3,5	14,05	1953,98	0,10
CID (5) 20 A1	17,30	5,0	13,31	1566,53	0,12
CID (5) 20 A2	18,14	5,0	11,54	2060,09	0,07
CID (5) 20 A3	18,93	5,0	10,04	2309,68	0,09

6.3.1.1. Amostra com a mesma porcentagem de cimento – Efeito da Densidade

Na Tabela 6.4 foram apresentados os resultados dos ensaios e nas Figuras 6.18 a 6.23 estão apresentados os gráficos das curvas tensão-deformação e variação volumétrica das amostras com 2%, 3,5% e 5% de cimento, respectivamente.

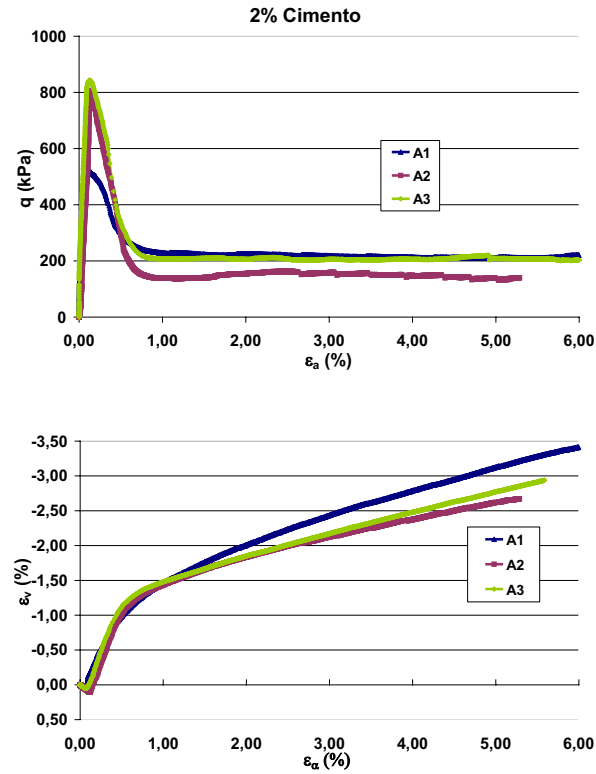


Figura 6.18. Tensão-deformação e variação volumétrica – $C = 2,0\%$; $\sigma'_c = 20$ kPa

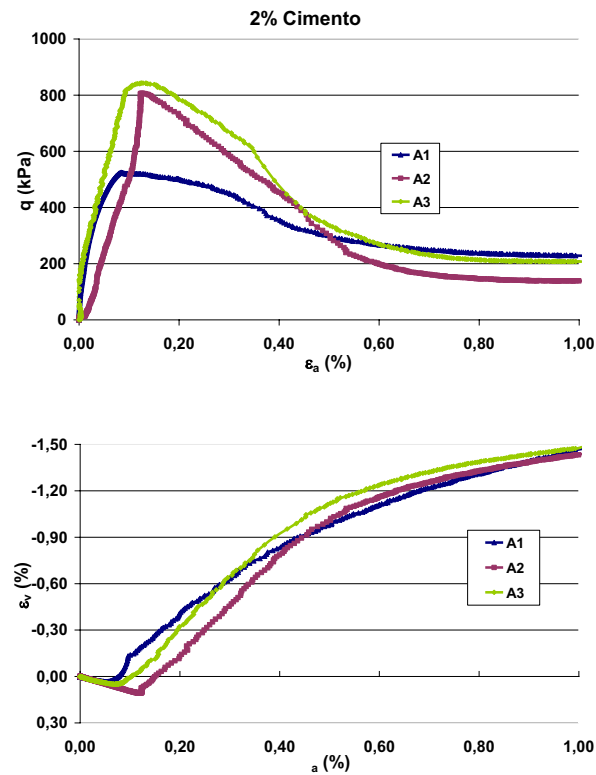


Figura 6.19. Detalhamento comportamento tensão-deformação até 1% - $C = 2,0\%$
 $\sigma'_c = 20$ kPa

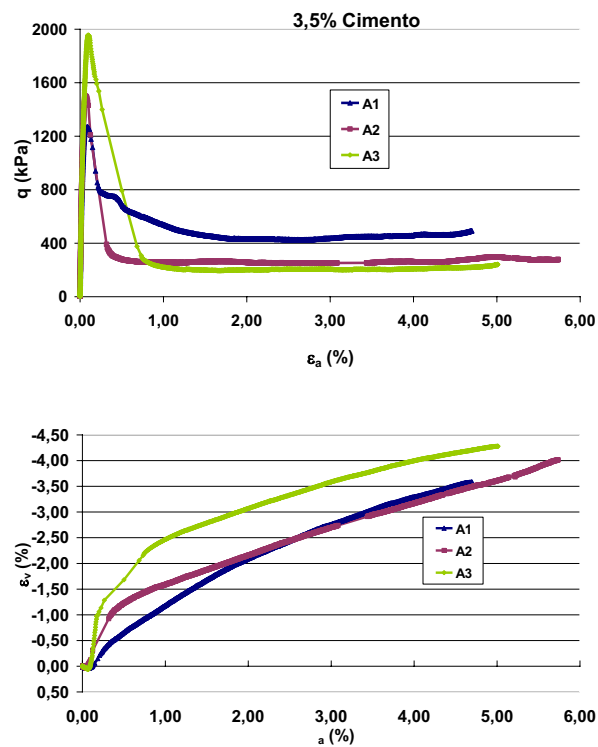


Figura 6.20. Tensão-deformação e variação volumétrica – C = 3,5%; $\sigma'_c = 20$ kPa

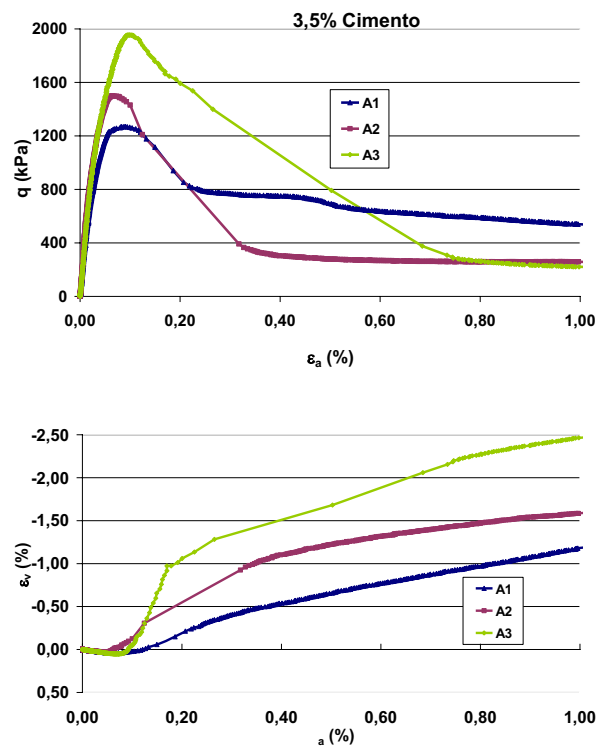


Figura 6.21. Detalhamento comportamento tensão-deformação até 1% - C = 3,5%
 $\sigma'_c = 20$ kPa

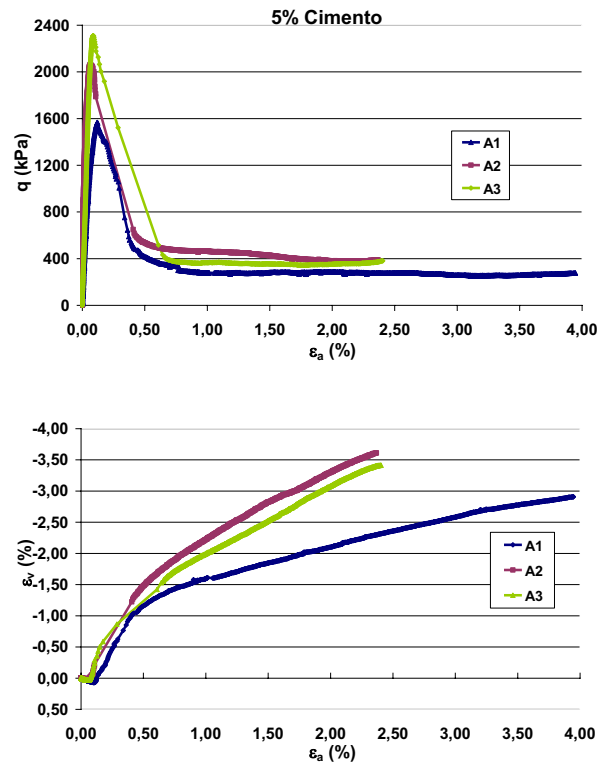


Figura 6.22. Tensão-deformação e variação volumétrica – C = 5,0%; $\sigma'_c = 20$ kPa

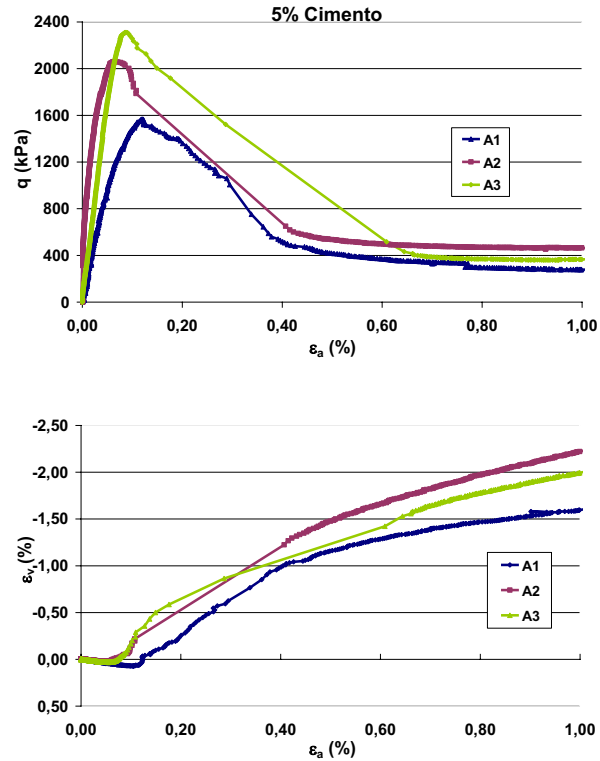


Figura 6.23. Detalhamento comportamento tensão-deformação até 1% - C = 5,0%
 $\sigma'_c = 20$ kPa

Os resultados dos ensaios mostraram que para uma mesma porcentagem de cimento, quanto maior o peso específico aparente seco, maior a resistência mecânica. Considerando amostras com mesmo teor de cimento e variando o peso específico aparente seco de A1 para A3, verifica-se um aumento na tensão desvio da ordem de 60% para teor de cimento de 2%, 54% para teor de cimento de 3,5% e 47% para teor de cimento de 5%.

As amostras apresentaram queda brusca de resistência após a ruptura e plano de ruptura bem definido. A deformação axial de pico foi muito pequena (variando de 0,07% a 0,13%), demonstrando um comportamento frágil, sujeito a rupturas localizadas. Quanto à variação volumétrica, o comportamento de todas as amostras, foi inicialmente compressivo até a ruptura e após a ruptura foi expansivo.

6.3.1.2. Amostra com mesmo peso específico aparente seco – Efeito do Teor de Cimento

Nas Figuras 6.24 a 6.29 estão apresentadas as curvas tensão-deformação e variação volumétrica dos ensaios na posição A1, A2 e A3, respectivamente, para as amostras com tensão confinante efetiva de 20 kPa.

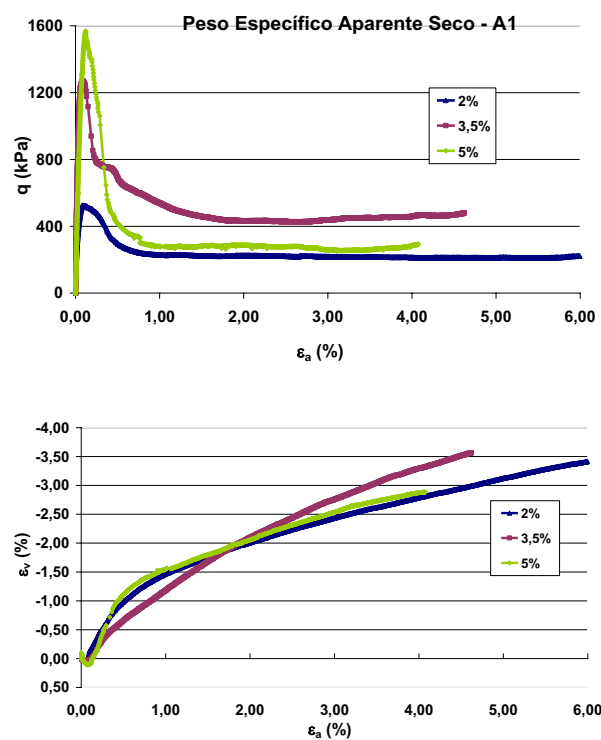


Figura 6.24. Tensão-deformação e variação volumétrica – $\gamma_d = 17,2 \text{ kN/m}^3$; $\sigma'_c = 20 \text{ kPa}$

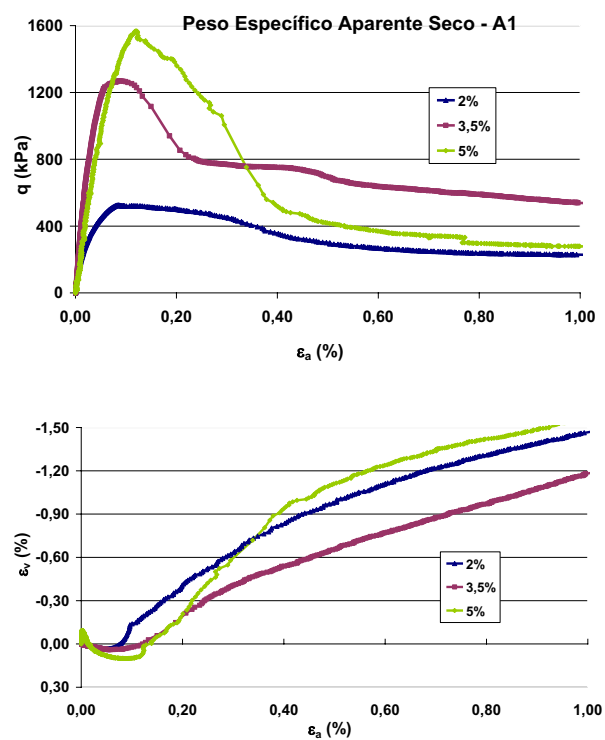


Figura 6.25. Detalhamento comportamento tensão-deformação até 1% – $\gamma_d = 17,2 \text{ kN/m}^3$; $\sigma'_c = 20 \text{ kPa}$

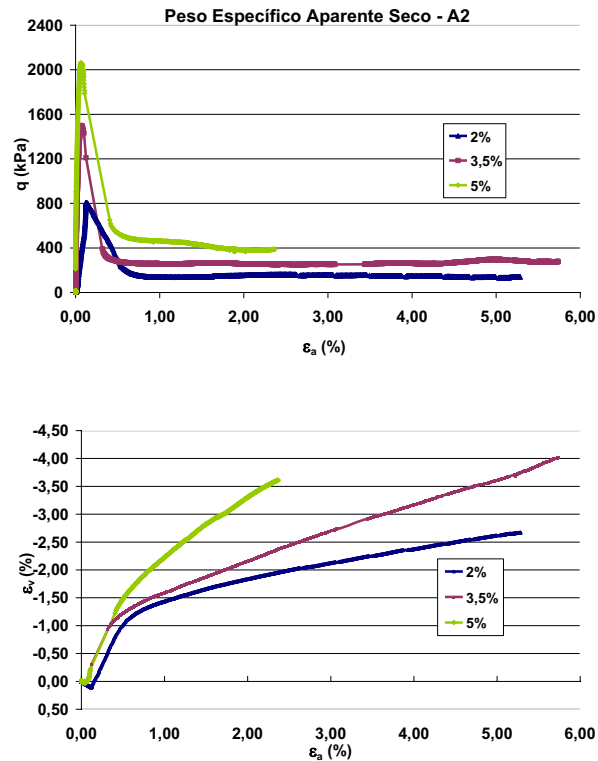


Figura 6.26. Tensão-deformação e variação volumétrica – $\gamma_d = 18,0 \text{ kN/m}^3$; $\sigma'_c = 20 \text{ kPa}$

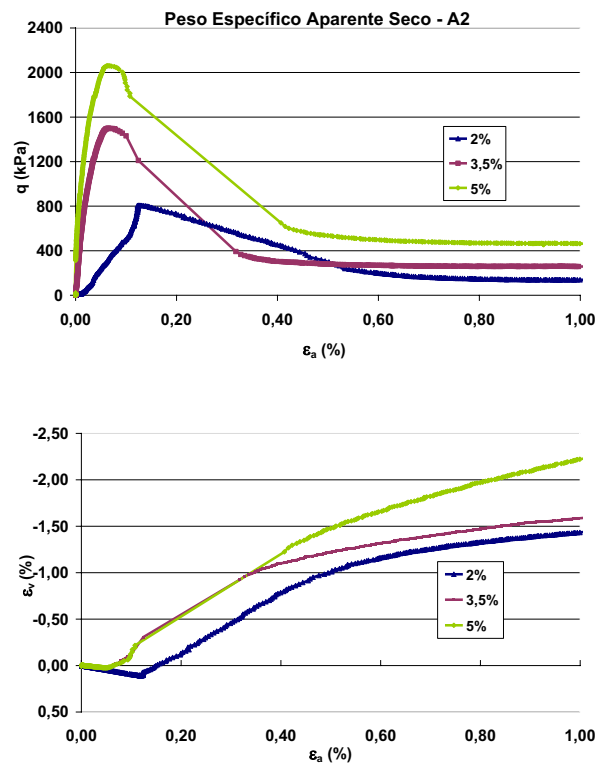


Figura 6.27. Detalhamento comportamento tensão-deformação até 1% – $\gamma_d = 18,0 \text{ kN/m}^3$; $\sigma'_c = 20 \text{ kPa}$

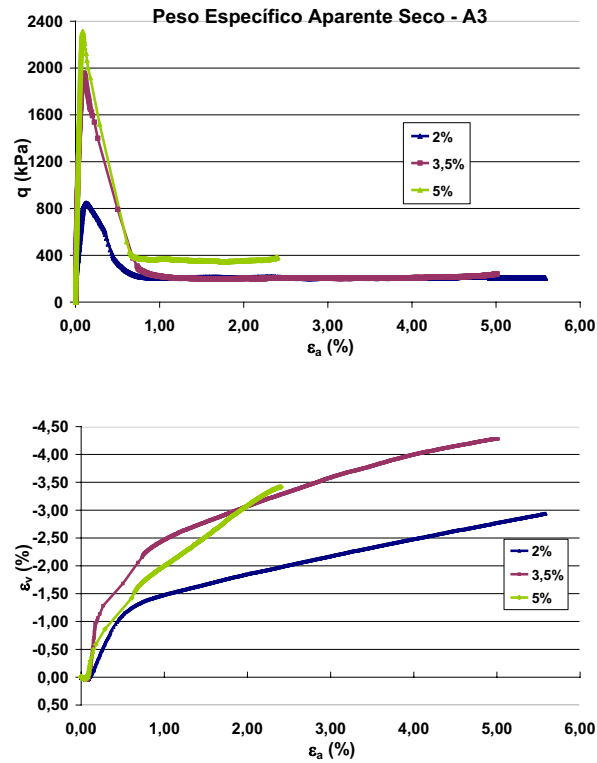


Figura 6.28. Tensão-deformação e variação volumétrica – $\gamma_d = 18,8 \text{ kN/m}^3$; $\sigma'_c = 20 \text{ kPa}$

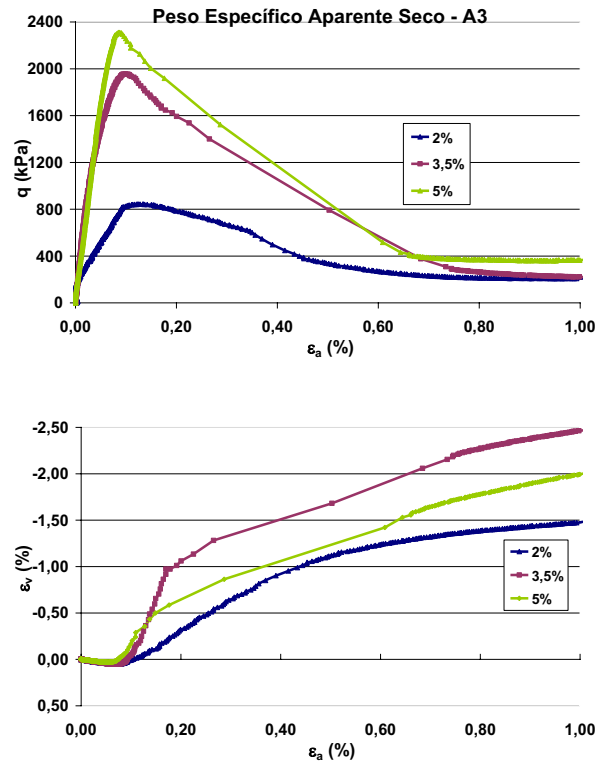


Figura 6.29. Detalhamento comportamento tensão-deformação até 1% – $\gamma_d = 18,8 \text{ kN/m}^3$; $\sigma'_c = 20 \text{ kPa}$

Os resultados com diferentes pesos específicos aparentes secos, mostraram que quanto maior a porcentagem de cimento, maior a resistência mecânica. Considerando amostras com pesos específicos aproximados, houve um aumento percentual de 198% da tensão desvio, para amostras com peso específico aparente seco A1, quando variou a porcentagem de cimento de 2% para 5,0%; de 155% para amostras na posição A2 e 174% para amostras na posição A3.

Para a tensão confinante efetiva de 20 kPa, as porcentagens de cimento estudadas e os pesos específicos aparentes secos das amostras analisadas, o aumento da porcentagem de cimento influencia a resistência mecânica com bem maior intensidade do que o aumento da densidade das amostras.

A mudança de comportamento em relação a variação volumétrica ocorre pouco antes da ruptura em todas as amostras, parecendo confirmar as observações de Vaughan (1990).

6.3.2. Ensaios Triaxiais Drenados com 100 kPa de Tensão Confinante

Na Tabela 6.5 estão apresentados os ensaios triaxiais drenados com porcentagem de cimento, peso específico aparente seco, fator vazios/cimento, tensão desvio $(q)_{\text{máxima}}$ e deformação axial de ruptura $(\varepsilon_{\text{arup}}\%)$.

O parâmetro B, de Skempton e a saturação de ruptura variaram de 0,60 a 0,70 e de 95,72% a 99,94% respectivamente, para as amostras. A deformação axial de ruptura variou de 0,06% a 0,21%.

Tabela 6.5. Ensaios triaxiais drenados – $\sigma'_c = 100$ kPa

Ensaio	γ_d (kN/m ³)	C (%)	n/Ci _v	q _{máx}	ϵ_{arup} %
CID (2) 100 A1	17,15	2,0	32,78	724,22	0,06
CID (2) 100 A2	17,84	2,0	29,17	889,55	0,16
CID (2) 100 A3	18,80	2,0	24,61	1280,21	0,15
CID (3,5) 100 A1	17,24	3,5	18,81	1328,11	0,07
CID (3,5) 100 A2	18,23	3,5	15,90	1987,69	0,07
CID (3,5) 100 A3	18,79	3,5	14,41	2081,93	0,13
CID (5) 100 A1	17,10	5,0	13,74	1713,64	0,15
CID (5) 100 A2	17,98	5,0	11,87	2309,53	0,12
CID (5) 100 A3	18,68	5,0	10,50	2879,62	0,21

6.3.2.1. Amostra com a mesma porcentagem de cimento – Efeito da Densidade

Nas Figuras 6.30 a 6.35 estão apresentados as curvas Tensão-deformação e Variação volumétrica das amostras com 2%, 3,5% e 5% de cimento, respectivamente.

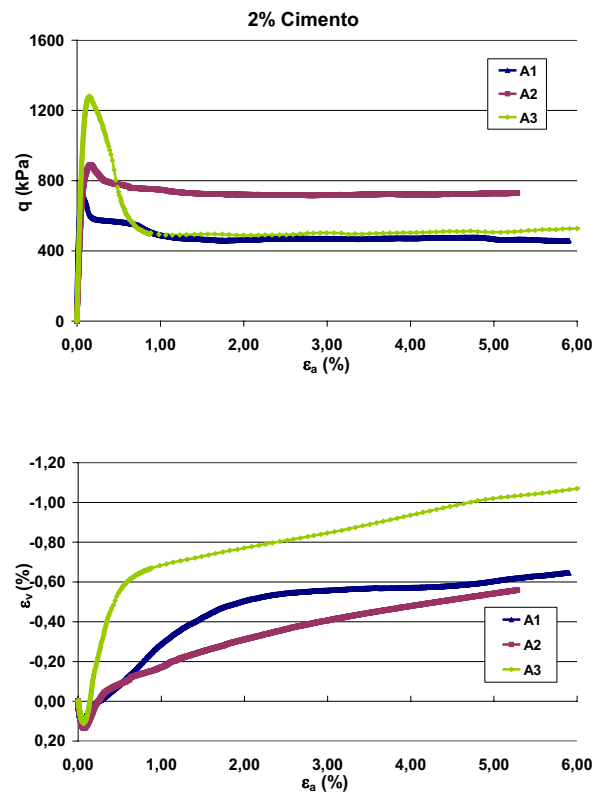


Figura 6.30. Tensão-deformação e variação volumétrica – $C = 2,0\%$; $\sigma'_c = 100$ kPa

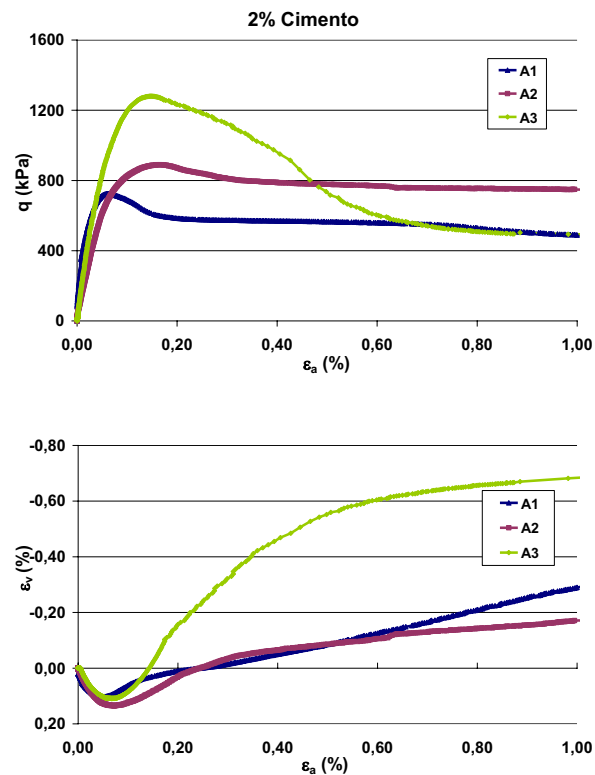


Figura 6.31. Detalhamento comportamento tensão-deformação até 1% – $C = 2,0\%$; $\sigma'_c = 100$ kPa

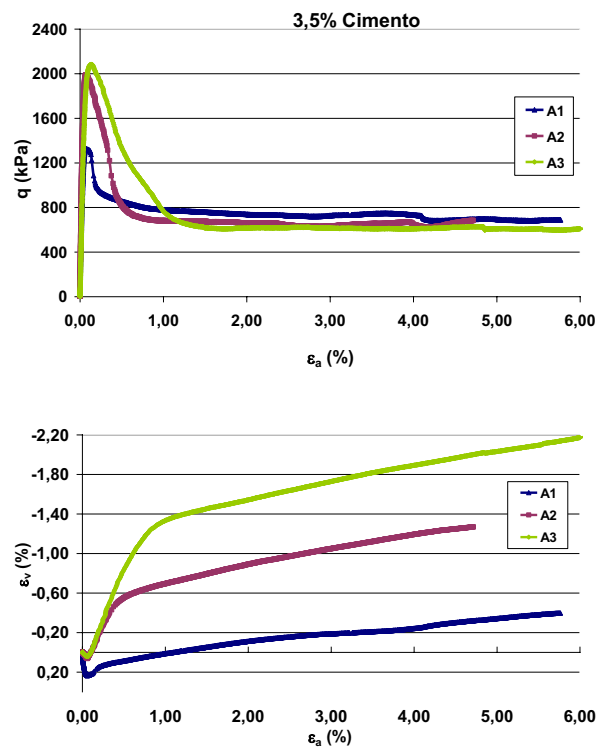


Figura 6.32. Tensão-deformação e variação volumétrica – $C = 3,5\%$; $\sigma'_c = 100$ kPa

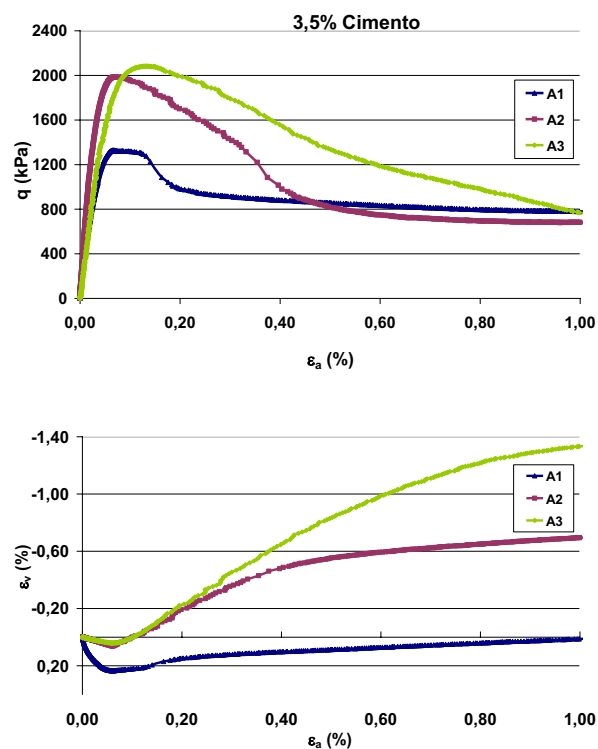


Figura 6.33. Detalhamento comportamento tensão-deformação até 1% – $C = 3,5\%$; $\sigma'_c = 100$ kPa

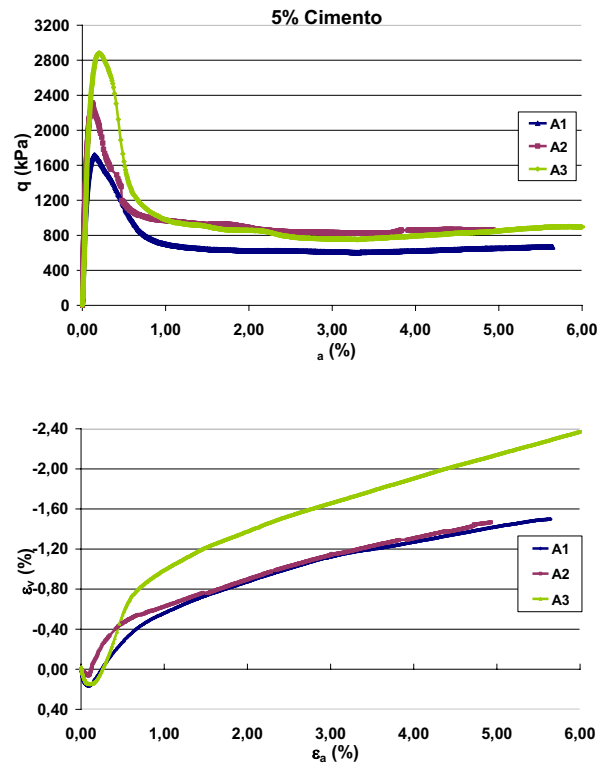


Figura 6.34. Tensão-deformação e variação volumétrica – C = 5,0%; $\sigma'_c = 100$ kPa

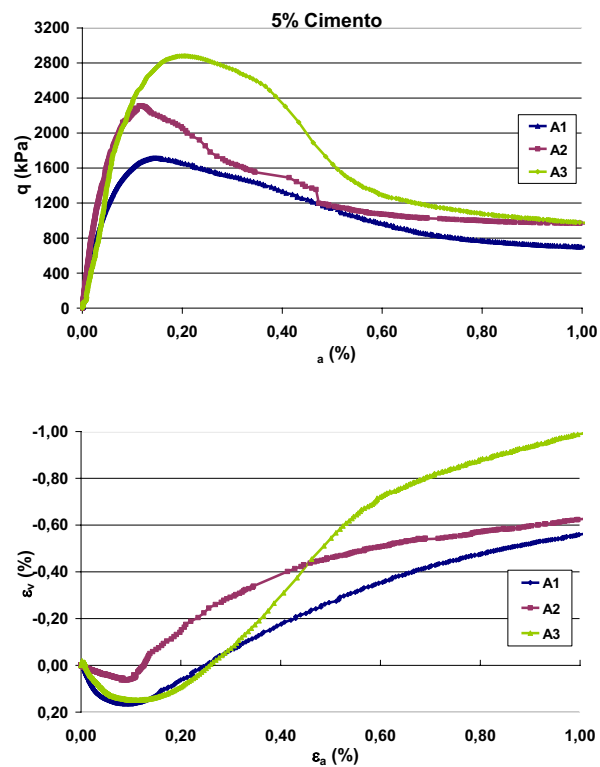


Figura 6.35. Detalhamento comportamento tensão-deformação até 1% – C = 5,0%
 $\sigma'_c = 100$ kPa

Os resultados dos ensaios mostraram que para uma mesma porcentagem de cimento, quanto maior o peso específico aparente seco, maior a resistência. Considerando amostras com mesmo teor de cimento e variando o peso específico aparente seco de A1 para A3, verifica-se um aumento na tensão desvio da ordem de 77% para teor de cimento de 2%, 57% para teor de cimento de 3,5% e 68% para teor de cimento de 5%.

As amostras apresentaram queda brusca de resistência após a ruptura e plano de ruptura bem definido. A deformação axial de pico foi muito pequena (variando de 0,06% a 0,21%), demonstrando um comportamento frágil. Quanto à variação volumétrica, o comportamento de todas as amostras, foi inicialmente compressivo até a ruptura e após a ruptura foi expansivo. Essa mudança de comportamento ocorreu pouco antes da ruptura.

6.3.2.2. Amostra com mesmo peso específico aparente seco – Efeito do Teor de Cimento

Nas Figuras 6.36 a 6.41 estão apresentadas as curvas Tensão-deformação e Variação volumétrica dos ensaios na posição A1, A2 e A3, respectivamente.

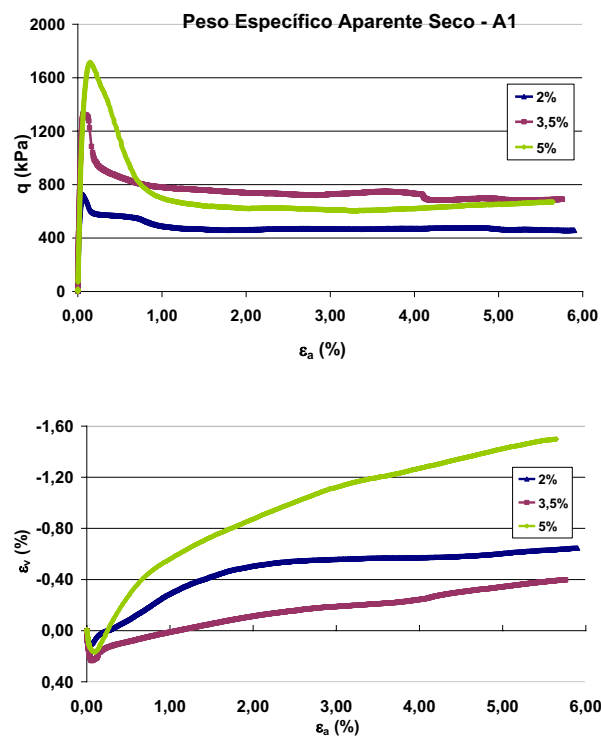


Figura 6.36. Tensão-deformação e variação volumétrica – $\gamma_d = 17,2 \text{ kN/m}^3$; $\sigma'_c = 100 \text{ kPa}$

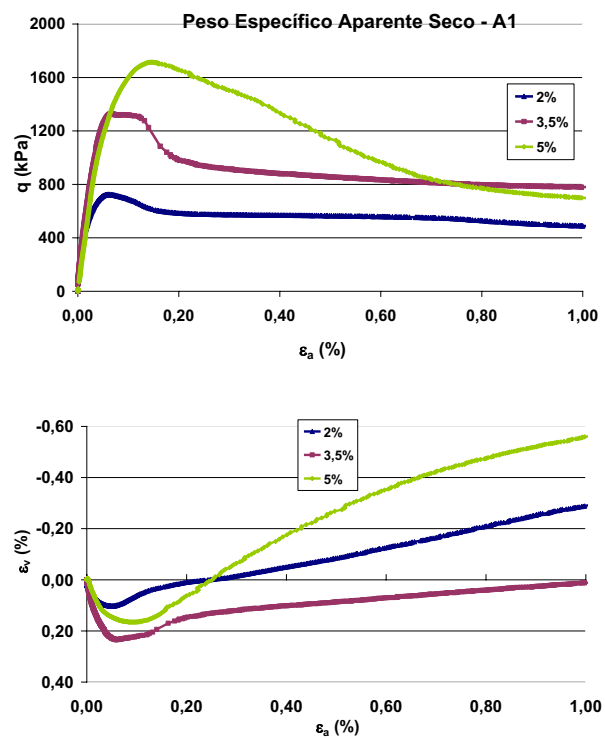


Figura 6.37. Detalhamento comportamento tensão-deformação até 1% – $\gamma_d = 17,2 \text{ kN/m}^3$; $\sigma'_c = 100 \text{ kPa}$

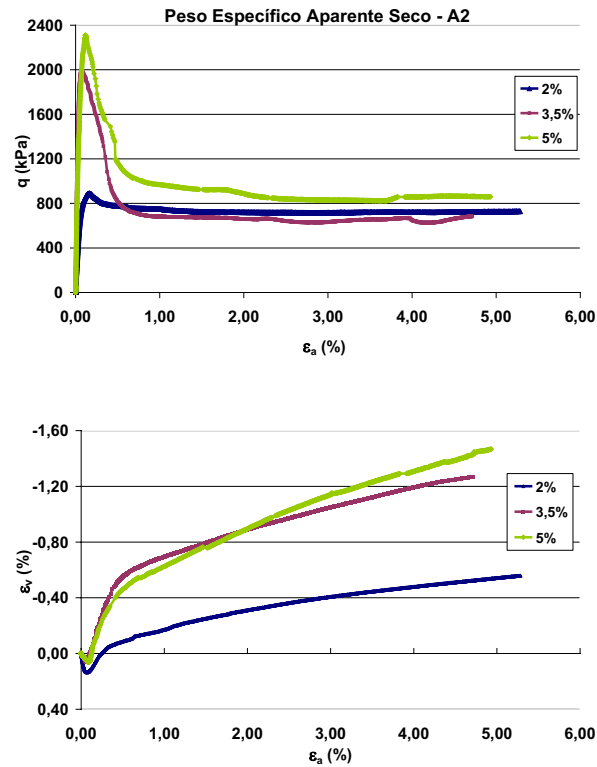


Figura 6.38. Tensão-deformação e variação volumétrica – $\gamma_d = 18,0 \text{ kN/m}^3$; $\sigma'_c = 100 \text{ kPa}$

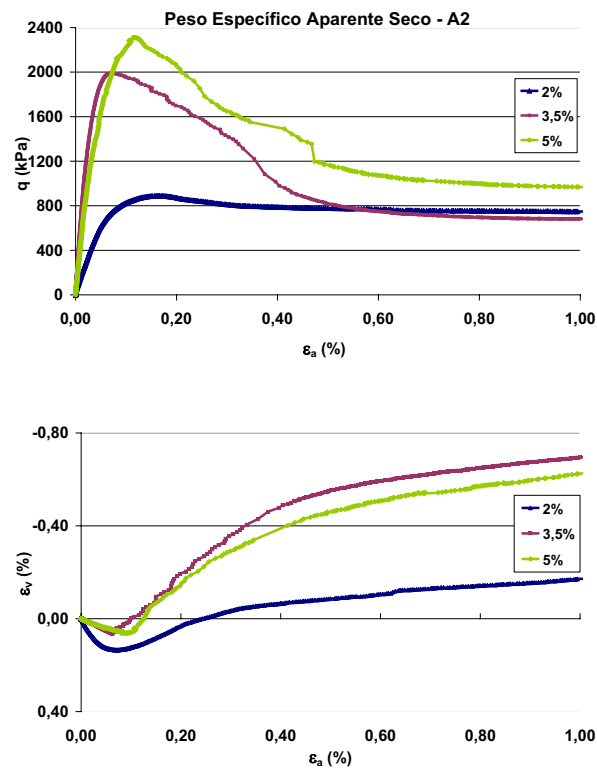


Figura 6.39. Detalhamento comportamento tensão-deformação até 1% – $\gamma_d = 18,0 \text{ kN/m}^3$; $\sigma'_c = 100 \text{ kPa}$

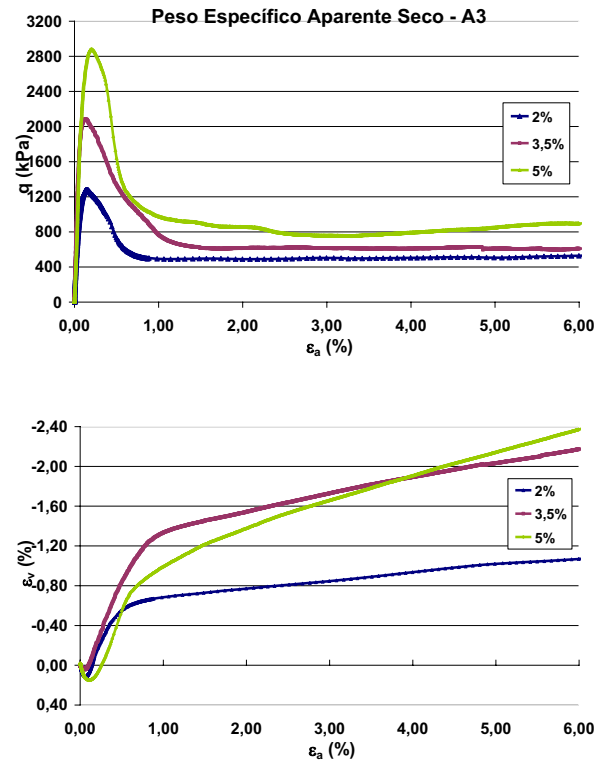


Figura 6.40. Tensão-deformação e variação volumétrica – $\gamma_d = 18,8 \text{ kN/m}^3$; $\sigma'_c = 100 \text{ kPa}$

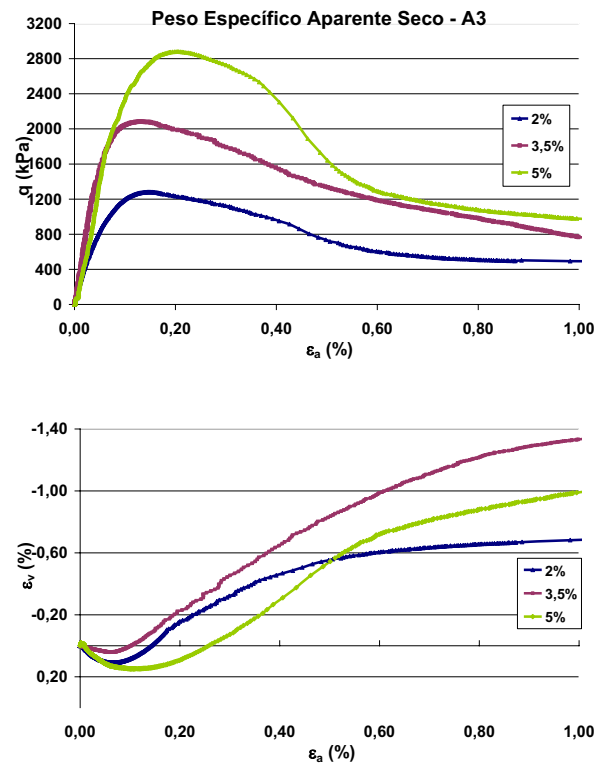


Figura 6.41. Detalhamento comportamento tensão-deformação até 1% – $\gamma_d = 18,8 \text{ kN/m}^3$; $\sigma'_c = 100 \text{ kPa}$

Os resultados com diferentes pesos específicos aparentes secos, mostraram que quanto maior a porcentagem de cimento, maior a resistência mecânica. Considerando amostras com pesos específicos aproximados houve um aumento de 136% da tensão desvio, quando o teor de cimento variou de 2% para 5,0% para amostras com peso específico aparente seco na posição A1; de 159% para amostras na posição A2 e de 125% para amostras na posição A3.

Observa-se que tanto para as amostras com tensão confinante efetiva de 20 kPa, como de 100 kPa a variação da porcentagem de cimento parece afetar bem mais a resistência mecânica das amostras do que a variação da densidade.