



UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO
CENTRO DE TECNOLOGIA E GEOCIÊNCIAS
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL

**COMPORTAMENTO GEOMECÂNICO DE SOLOS
COLAPSÍVEIS E EXPANSIVOS EM PETROLINA-PE: CARTAS
DE SUSCETIBILIDADE**

AUTOR: MÁRIO JOSÉ RIBEIRO DA SILVA

ORIENTADOR: SILVIO ROMERO DE MELO FERREIRA

RECIFE, FEVEREIRO DE 2003

Silva, Mário José Ribeiro da.

S51c

Comportamento geomecânico de solos colapsíveis e expansivos em Petrolina: cartas de suscetibilidade/ Mário José Ribeiro da Silva-Recife: O autor, 2003.

xii, 110 folhas: il.

Dissertação (Mestrado). Universidade Federal de Pernambuco. Centro de Tecnologia e Geociências. Mestrado em Engenharia Civil, 2003.

Inclui bibliografia, figuras e tabelas.

1..Mecânica dos solos (Engenharia Civil) – Teses – 2. Solos colapsíveis e expansivos (Engenharia Civil) – 3. Cartas de suscetibilidade (Engenharia civil) – Teses. – I. Título

624 CDD (21.ed.)

UFPE/CTG 2003

COMPORTAMENTO GEOMECÂNICO DOS SOLOS COLAPSÍVEIS E EXPANSIVOS EM
PETROLINA: CARTAS DE SUSCETIBILIDADE

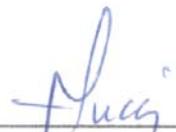
Mário José Ribeiro da Silva

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

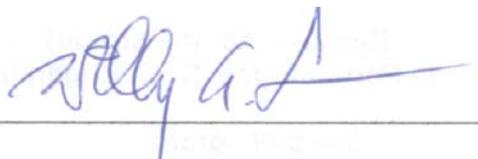
Aprovada por:



prof: Silvio Romero de Melo Ferreira, D.Sc.
(Presidente)



prof.: Jose Fernando Thomé Jucá, D.Sc.
(Examinador Interno)



prof.: Willy Alvarenga Lacerda, PhD
(Examinador Externo)

Recife, PE – Brasil
Agosto de 2002

DEDICATÓRIA

À minha mãe, Josefa Ribeiro da Silva (in
memoriam).

AGRADECIMENTOS

Agradeço, em primeiro lugar, ao professor Silvio Romero de Melo Ferreira, pela orientação, dedicação e paciência para que esta dissertação se concretizasse;

Aos professores do mestrado de Geotecnia/UFPE, Amaro Henrique Pessoa Lins, Ivaldo Dário da Silva Pontes Filho, José Fernando Thomé Jucá, Bernard Bulhões Pedreira Genevois, Roberto Quental Coutinho, Jaime J. da Silva P. Cabral.

Às colegas do Mestrado Teresa Jucá, Fabíola Gomes, Sarita de Paula Cavalcante pelo coleguismo durante o curso e em especial a Giovana Maria Pessoa de Oliveira por sua amizade, preocupação e incentivo durante o desenvolvimento da dissertação;

À colega Rogéria Patrícia Reinaux de Vasconcelos pelas consultas que fiz sobre solos de Pernambuco e um muito especial agradecimento a Samuel França Amorim por apoio na confecção dos mapas de Geologia e clima de Petrolina.

Ao aluno do Programa de iniciação científica Manoel Rafael de Arruda Neto por seu trabalho e colaboração e a Everaldo Paulo da Silva, funcionário do Departamento de Engenharia Civil, por suas valiosas dicas na confecção dos mapas e cartas.

Ao diretor da EMBRAPA/Recife, Dr. Fernando Barreto, pela doação do mapa pedológico de Petrolina, aos sócios Gilson Liberal e José R. S. Abrahão da empresa Delta Consultoria Geológica e Mineração Ltda, de Petrolina, pelo apoio na coleta de amostras indeformadas em Petrolina.

A João Telles (Técnico) e a Severino Costa da Silva (auxiliar técnico) por seu apoio nos ensaios de laboratórios e pela boa amizade; A dona Laudénice Bezerra, secretária do Curso de Pós-graduação.

RESUMO

Este trabalho apresenta cartas de suscetibilidade de ocorrência de solos colapsíveis e expansivos bem como resultados de ensaios edométricos dos solos do município de Petrolina – PE. Este município, em franca expansão sócio-econômica, localiza-se no sertão do Médio São Francisco, região de clima semi-árido, com chuvas concentradas em curto período do ano e longo tempo de estiagem, favorável a formação de solos colapsíveis e expansivos. As cartas foram elaboradas de acordo com a metodologia apresentada por FERREIRA (2000) que se fundamenta na superposição de cartas de suscetibilidade ao colapso e expansão com base em mapas temáticos de geologia, pedologia e clima. O mapeamento dos solos colapsíveis e expansivos foi feito usando-se um programa de geoprocessamento, o ArcView da ESRI®. As cartas apresentam a suscetibilidade de ocorrência de solos colapsíveis e expansivos do município de Petrolina hierarquizadas em alta, média e baixa suscetibilidade sendo representadas pelas cores vermelha, amarela e verde, respectivamente. Este trabalho mostrou que o município de Petrolina apresenta 50,3% da superfície com suscetibilidade ao colapso e 48% da superfície com suscetibilidade a expansão. É apresentado resultado de ensaios de laboratório dos solos do condomínio residencial Privê Village, em Petrolina. Foram feitos ensaios edométricos simples e duplos e usados alguns métodos para avaliar o potencial de colapso e expansão dos solos. As amostras apresentaram colapso de até 13,82 %

ABSTRACT

This paper presents susceptibility charts of occurring expansive and collapsible soils, as well as the outcomes from edometric assays of soils in the municipality of Petrolina-PE, this municipality, which is in a rolling economic expansion, lies in the interior place for mid São Francisco; a region characterized by a semi-arid climate with rain taking place for a short period as opposed to long bouts without rain what turns out to be favorable for the formation of expansive and collapsible soil. The charts have been elaborated according to the methodology by FERREIRA (2000) which is built on the overlaying of susceptibility charts on collapse and swelling based on thematic maps from the geology, pedology and climate. Expansive and collapsible soil mapping was carried out by means of a geo-processing program, namely ESRI'S ArcView. The charts show susceptibility of occurring expansive and collapsible soils in the municipality of Petrolina which were ranked as of high, medium and low susceptibilities and were referred to as red, yellow and green, respectively – the municipality of Petrolina was found to have 40% of its surface with susceptibilities ranging from medium to high towards being collapsible and 25% prone to being expansive. Laboratory assay outcomes of soil collected from the Privê Village condo, in Petrolina, is presented. Single and double edometric assays were carried out along with several methods in order do assess the collapsing and swelling potential of soils. Samples disclosed collapsing of up to 13.82%.

ÍNDICE

CAPÍTULO 1 – INTRODUÇÃO

1.1	Considerações iniciais.....	1
1.2	Objetivo geral e específico.....	2
1.3	Estrutura da tese.....	3

CAPÍTULO 2 – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1	Introdução.....	4
2.2	Solos colapsíveis.....	5
2.2.1	Formação dos solos colapsíveis.....	5
2.2.1.1	Solos colapsíveis eólicos.....	5
2.2.1.2	Solos colapsíveis aluvionares.....	6
2.2.1.3	Solos colapsíveis de formação residual.....	6
2.2.1.4	Solos colapsíveis de formação coluvial.....	7
2.2.2	Estruturas dos Solos colapsíveis.....	7
2.2.2.1	Forças capilares.....	7
2.2.2.2	Vínculos de silte.....	8
2.2.2.3	Vínculos de argilas autogênicas.....	8
2.2.2.4	Vínculos de argilas autogênicas lixiviadas.....	8
2.2.2.5	Estrutura corrida de lama.....	8
2.2.2.6	Pontes de argila.....	9
2.2.2.7	Microestruturas dos solos colapsíveis.....	9
2.2.2.8	Microestrutura de um Solo de Pernambuco.....	10
2.2.3	Identificação de solos colapsíveis.....	11
2.2.3.1	Critério de Basma e Tuncer (1992).....	13
2.2.3.2	Critério de Gibbs e Bara (1962 1967).....	14
2.2.3.3	Ensaio edométrico.....	14
2.2.3.3.1	Ensaio edométrico simples.....	14
2.2.3.3.2	Ensaio edométrico duplo.....	16
2.2.3.4	Critério de Reginnato e Ferrero (1973).....	16
2.2.4	Ocorrência de solos colapsíveis.....	17
2.2.5	Solos colapsíveis de Petrolina.....	20
2.2.5.1	Características geotécnicas.....	20
2.2.5.2	Caracterização dos solos.....	22
2.2.5.3	Identificação dos solos colapsíveis de Petrolina.....	23
2.2.5.4	Ensaio edométrico.....	24
2.3	Solos expansivos.....	27
2.3.1	Mecanismos de expansão.....	28
2.3.1.1	Atração das partículas de argilas.....	28
2.3.1.2	Hidratação de cátions.....	28
2.3.1.3	Repulsão osmótica.....	29
2.3.2	Fatores que influenciam na expansão.....	29

2.3.3	Solos potencialmente expansivos.....	29
2.3.4	Identificação de solos expansivos.....	31
2.3.5	Método de Seed et all (1962).....	32
2.3.6	Solos expansivos de Petrolina.....	33
2.4	Elaboração das Cartas de Suscetibilidade ao Colapso e Expansão Para o Município de Petrolina - Metodologia.....	34
2.4.1	Introdução.....	34
2.4.2	Cartas de suscetibilidade ao colapso e expansão com base em mapa geológico.....	35
2.4.3	Cartas de suscetibilidade ao colapso e expansão com base em mapa de pedologia.....	37
2.4.4	Cartas de suscetibilidade ao colapso e expansão com base em dados climáticos.....	39
2.4.5	Cartas de Suscetibilidade ao Colapso e Expansão devido a Interseção dos Temas Geologia, Pedologia e Clima.....	39
2.5	Características fisiográficas de Petrolina.....	40
2.5.1	Situação Sócio-Econômica.....	41
2.5.2	Clima e vegetação.....	41
2.5.3	Geologia.....	44
2.5.4	Geomorfologia.....	44
2.5.5	Pedologia.....	49

CAPÍTULO 3 – METODOLOGIA DOS ENSAIOS E DAS CARTAS

3.1	Introdução.....	51
3.2	Sondagem do Solo.....	54
3.3	Coleta de amostra.....	54
3.4	Ensaio de laboratório.....	56
3.4.1	Ensaio de caracterização.....	56
3.4.2	Análise Microestrutural – Microscopia Eletrônica de Varredura.....	56
3.4.3	Ensaio edométrico simples.....	57
3.4.3.1	Preparação dos corpos de prova.....	59
3.4.3.2	Procedimentos gerais.....	59
3.4.4	Ensaio edométrico duplos.....	60
3.5	Elaboração das cartas de suscetibilidade.....	61
3.5.1	Preparação dos mapas temáticos.....	61
3.5.2	Cartas de suscetibilidade ao colapso e expansão com base na geologia....	62
3.5.3	Cartas de suscetibilidade ao colapso e expansão com base na pedologia..	63
3.5.4	Carta de suscetibilidade ao colapso e expansão com base no clima.....	64
3.5.5	Carta de suscetibilidade ao colapso.....	64
3.5.6	Carta de suscetibilidade à expansão.....	65

CAPÍTULO 4 – APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS DE LABORATÓRIO E DAS CARTAS

4.1	Sondagens.....	66
4.2	Ensaio de laboratórios.....	68
4.2.1	Ensaio de caracterização.....	68

4.2.1.1	Ensaio de granulometria.....	68
4.2.1.2	Limites de Consistência.....	69
4.2.2	Análise da Contextura –Microscopia Eletrônica de Varredura.....	70
4.2.3	Comportamento de Variação de Volume Devido a Inundação Através de Ensaio Edométrico Simples e Duplo.....	75
4.3	Comportamento de Variação de Volume e Mudança Estrutural.....	85
4.4	Crítérios de identificação e classificação dos solos colapsíveis e expansivos de Petrolina.....	87
4.4.1	Crítério de GIBBS E BARA (1992).....	87
4.4.2	Crítério de REGINNATO E FERRERO (1973).....	88
4.4.3	Crítério de BASMA E TUNCER (1992).....	88
4.4.4	Crítério de MILTON VARGAS (1978).....	90
4.4.5	Crítério de SEED (1962).....	90
4.5	Cartas de Suscetibilidade.....	91
4.5.1	Cartas de suscetibilidade de ocorrência de solos colapsíveis.....	91
4.5.2	Cartas de suscetibilidade ocorrência de solos expansivos.....	91
4.6	Verificação da Metodologia Proposta.....	95
4.7	Recomendação para Construção em Solos Colapsíveis e Expansivos.....	99

CAPÍTULO 5 – CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA CONTINUAÇÃO DO TRABALHO

5.1	Principais conclusões.....	103
5.2	Sugestões para futuras pesquisas.....	104

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	105
--	------------

Lista de Figuras

CAPÍTULO 2 – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

- Figura 2.1 - Ensaio edométrico simples
- Figura 2.2 - Ensaio edométrico duplo
- Figura 2.3 Locais de ocorrências de solos colapsíveis de Petrolina (FUCALE, 2000)
- Figura 2.4 Perfil de sondagem (FUCALE, 2000)
- Figura 2.5 - Curvas granulométricas: A) amostras PI-1/2, PI-2/2, PI-3/1 e PI-4/1 (ARAGÃO e MELO, 1982) e B) amostras AM-1, AM-2, AM- 5, e AM-7 (FUCALE, 2000).
- Figura 2.6 - cartas de Plasticidade - Atividade apud VARGAS, 1989 – FUCALE (2000).
- Figura 2.7 - Critério de GIBBS e BARA (1962) para solos colapsíveis de Petrolina, FUCALE (2000)
- Figura 2.8 - Critério de identificação baseada em ensaio de Proctor normal e faixa de Solos potencialmente colapsíveis - MELO (1973) – FUCALE (2000).
- Figura 2.9 - Critério de identificação de solos colapsíveis segundo REGINATTO e FERRERO (1973) – FUCALE (2000)
- Figura 2.10 –Ensaio edométrico duplo (ARAGÃO e MELO, 1982).

- Figura 2.11 – Variação do Índice de vazios e da deformação volumétrica versus tensão vertical de consolidação das amostras AM-1(FUCALE, 2000).
- Figura 2.12 – Variação do potencial de colapso e expansão versus tensão vertical de consolidação das amostras AM1, AM-2, AM-5 e AM-7 (FUCALE, 2000)
- Figura 2.13 – Potencial de colapso e expansão versus tensão vertical de consolidação das amostras AM1, - Ensaio Duplo- (FUCALE, 2000).
- Figura 2.14- Variação do potencial de colapso e expansão versus tensão vertical de consolidação das amostras AM-1, AM-2, AM-5 e AM-7 – ensaio duplo. FUCALE (2000)
- Figura 2.15 -Carta de Plasticidade-Atividade - Petrolina VARGAS et al (1989)
- Figura 2.16 – Potencial de expansão do solo de Petrolina – Método de SEED et al (1962)
- Figura 2.17- Relação das matrizes de dados
- Figura 2.18 – Tipos Climáticos (Segundo Thornthwaite) do município de Petrolina (Modificado de FERREIRA, 2000)
- Figura 2.19- Temperatura máxima, mínima e média mensal de Petrolina –EMBRAPA (2001)
- Figura 2.20 Precipitação, evaporação e evapotranspiração média mensal.
- Figura 2.21 – Mapa de Geologia de Petrolina (Modificado de FERREIRA, 2000).
- Figura 2.22 – Mapa de Geomorfologia de Petrolina (Modificado da EMBRAPA, 2002).
- Figura 2.23 – Mapa Pedológico de Petrolina (Modificado da EMBRAPA, 2002).

CAPÍTULO 3 – METODOLOGIA DOS ENSAIOS E DAS CARTAS

- Figura 3.1 – Localização dos pontos de coleta de amostras no condomínio Privê Vilage
- Figura 3.2 – Localização de Pernambuco em relação ao Brasil, de Petrolina em relação a Pernambuco e do local de estudo em relação a Petrolina.

CAPÍTULO 4 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

- Figura 4.1- Perfis geotécnicos dos furos: A) SP-01, B), SP-03 C) SP-04 e D). SP-05
- Figura 4.2 - Curvas granulométricas das amostras estudadas.
- Figura 4.3 –Carta de Atividade-Plasticidade de Petrolina – apud VARGAS et al (1989).
- Figura 4.4- Variação do índice de vazios com a tensão vertical de consolidação- ensaio edométrico simples – A) amostra SP-01, B)amostra SP-04.
- Figura 4.5- Variação do índice de vazios com a tensão vertical de consolidação- ensaio edométrico simples – A) amostra SP-05, B) amostra PI-09.
- Figura 4.6- Variação da deformação vertical específica com a tensão vertical de consolidação- ensaio edométrico simples – A-amostra SP-01, B-amostra SP-04 e C) amostra SP-05.
- Figura 4.7 – Variação do potencial de colapso/expansão para o ensaio edométrico simples com a tensão vertical de inundação.
- Figura 4.8 – Variação do índice de vazios com a tensão vertical de consolidação –ensaio duplo – A) amostra SP-01, B) amostra SP-04 e C) amostra SP-05.
- Figura 4.9 – Variação da deformação volumétrica específica com a tensão vertical de consolidação-ensaio duplo – A) amostra SP-01. B) amostra SP-04 C) amostra SP-05
- Figura 4.10 – Variação do potencial de colapso/expansão com tensão vertical de consolidação – Ensaio Edométrico Duplo

- Figura 4.11 - Variação do índice de vazios com a variação de tensão e de umidade - relacionado a distribuição dos grãos do solo com o estado de compactidade e microestrutura antes e após o colapso na tensão de 320 KPa
- Figura 4.12- Critério de identificação de solos colapsíveis segundo GIBBS e BARA (1962)
- Figura 4.13 – Critério de identificação de solos colapsíveis segundo REGINATTO e FERRERO (1973).
- Figura 4.14 – Tensão vertical versus potencial de colapso/expansão – Método de BASMA e TUNCER (1992)
- Figura 4.15 - Potencial de expansão pelo critério de SEED (1962) para amostras SP-01, SP-01*, SP-03*, SP-04* e SP-05* e FUCALE (2000)
- Figura 4.16 – Carta de Suscetibilidade de Ocorrências de Solos Colapsíveis com Base na Geologia
- Figura 4.17 – Carta de Suscetibilidade de Ocorrências de Solos Colapsíveis com Base na Pedologia
- Figura 4.18 – Carta de Suscetibilidade de Ocorrências de Solos Colapsíveis com Base na Geologia, Pedologia e Clima.
- Figura 4.19 – Carta de Suscetibilidade de Ocorrências de Solos Expansivos com Base na Geologia
- Figura 4.20 – Carta de Suscetibilidade de Ocorrências de Solos Expansivos com Base na Pedologia
- Figura 4.21 – Carta de Suscetibilidade de Ocorrências de Solos Expansivos com Base na Geologia, Pedologia e Clima.
- Figura 2.22 – Localização das amostras Colapsíveis
- Figura 2.23 – Localização das amostras Expansivas

Lista de Tabelas

CAPÍTULO 2 – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

- TABELA 2.1 Métodos diretos e indiretos de identificação de solos colapsíveis (modificado de FERREIRA, 1995).
- Tabela 2.2 – Classificação da colapsibilidade em obras de engenharia (LUTENEGGER e SABER, 1988)
- Tabela 2.3 – Classificação da colapsibilidade nas obras de engenharia. (JENNINGS e KNIGHT (1975)
- Tabela 2.4 - ocorrências de solos colapsíveis no Brasil (mod. de FERREIRA, 1995).
- Tabela 2.5 Ocorrências de solos colapsíveis no mundo (FERREIRA, 1995)
- Tabela 2.6 - Ocorrências de solos expansivos no Brasil (FERREIRA, 1995).
- Tabela 2.7 - Métodos indiretos de identificação e quantificação da expansividade dos solos (FERREIRA, 1995).
- Tabela 2.8 - Métodos diretos de identificação e quantificação da expansividade dos solos (FERREIRA, 1995).
- Tabela 2.9 – Unidades geológicas versus Suscetibilidade ao colapso e expansão VASCONCELOS (2001)
- Tabela 2.10 Classes pedológicas versus suscetibilidade ao colapso e expansão (modificado, VASCONCELOS (2001))
- Tabela 2.11 – Classificação climática segundo Thornthwaite relacionados com a suscetibilidade ao colapso e expansão, segundo FERREIRA (2000).

- Tabela 2.12. – Definição da suscetibilidade final ao colapso e à expansão - VASCONCELOS (2001)
- Tabela 2.13 – Temperaturas máxima, mínima e média mensal – EMBRAPA (2001)
- Tabela 2.14 – Precipitação Evaporação e Evapotranspiração Média Mensal.
- Tabela 2.15 – Classes de Solos predominante em Petrolina

CAPÍTULO 3 – METODOLOGIA DOS ENSAIOS E DAS CARTAS

- Tabela 3.1 – Programa de investigação Geotécnica
- Tabela 3.2 - profundidade das amostras indeformadas tipo bloco.
- Tabela 3.3 – Características dos anéis utilizados nos ensaios edométricos
- Tabela 3.4 – Unidades geológicas versus suscetibilidade ao colapso e expansão
- Tabela 3.5 – Classes pedológicas de Petrolina versus suscetibilidade ao colapso e expansão – modificado VASCONCELOS (2001)

CAPÍTULO 4 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

- Tabela 4. 1 - Índices físicos das amostras no estado natural.
- Tabela 4.2 - Composição granulométrica e limites de consistência
- Tabela 4.3 - condições iniciais das amostras SP-01, SP-04 e SP-05.
- Tabela 4.4 - Condições finais das amostras SP-01, SP-04 e SP-05.
- Tabela 4.5 - Potenciais de colapso/expansão das amostras SP-01, SP-04 SP-05 e amostra PI-9 – Ensaio Edométrico Simples.
- Tabela 4.6 – Condições iniciais das amostras SP-01, SP-04 e SP-05 (Edométrico Duplo – Natural)
- Tabela 4.7 – Condições finais das amostras SP-01, SP-04 e SP-05 (Edométrico Duplo – Natural)
- Tabela 4.8 – Condições iniciais das amostras SP-01, SP-04 e SP-05 (Edométrico Duplo – Inundado)
- Tabela 4.9 – Condições finais das amostras SP-01, SP-04 e SP-05 (Edométrico Duplo – Inundado)
- Tabela 4.10 - Potenciais de colapso das amostras –Ensaio edométrico Duplo
- Tabela 4.11 - Estimativa do potencial de colapso pelo critério de BASMA e TUNCER (1992)
- Tabela 4.12 - Colapso Estrutural (MILTON VARGAS, 1978)
- Tabela 4.13 - Percentual de Suscetibilidade de ocorrência ao colapso por tema
- Tabela 4.14 - Percentual de suscetibilidade de ocorrência à expansão por tema
- Tabela 4.15 - Locais de ocorrência de solos colapsíveis e expansivos do município de Petrolina e suscetibilidade de ocorrências de solos colapsíveis e expansivos

Lista de Fotos e Pranchas

CAPÍTULO 3 – METODOLOGIA DOS ENSAIOS E DAS CARTAS

- Foto 3.1 - Fissuras devido ao colapso- Prive Vilage- Petrolina-PE
- Foto 3.2 - Célula edométrica coberta com plástico para evitar perdas de umidade do solo.

CAPÍTULO 4 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

Prancha 4.1 - Eletromicrografias da contextura da areia – na amostra indeformada

Prancha 4.2 - Eletromicrografias da contextura da areia – na amostra após colapso sob tensão de 320 kPa em seqüência de uma mesma posição ampliada

Prancha 4.3 - Eletromicrografias da contextura da areia – na amostra após colapso sob tensão de 640 kPa.

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Os depósitos de solos colapsíveis e expansivos encontram-se em várias partes do mundo, em regiões de características as mais diversas possíveis. É mais freqüente em regiões tropicais, áridas e semi-áridas, onde o índice de evapotranspiração é maior que a precipitação.

Avanços na tecnologia, especialmente em armazenamento d'água e novas técnicas de irrigação contribuíram para a fixação de população nestes locais. O subsequente desenvolvimento dessas regiões, com a construção de grandes projetos agrícolas, conjuntos habitacionais, infra-estrutura e parques industriais, modificaram as paisagens dessas regiões surgindo problemas geotécnicos, inclusive fenômenos de colapso e expansão, associados à variação do teor de umidade dos solos.

Os solos colapsíveis e expansivos vem sendo estudados há algum tempo, e aqui em Pernambuco pode-se citar ARAGÃO e MELO (1982), FERREIRA (1989) FERREIRA (1993), FERREIRA (1995), GUIMARÃES NETO (1997), FUCALE (2000) e mais recente VASCONCELOS (2001). Segundo LACERDA et al (1997), os ensaios de laboratório edométrico simples, duplo e de sucção controlada tem sido bastante utilizados para analisar o comportamento de variação de volume de solos colapsíveis e expansivos. Com o objetivo de reduzir alguns inconvenientes de laboratório, tem sido utilizado ensaio de campo em solos superficial ou em profundidade e por instrumentação de áreas em obras de engenharia para avaliar medidas de deformação em campo devido à mudança do teor de umidade.

Para obtenção dos parâmetros dos solos para grandes áreas se faz necessário uma ampla campanha de investigação, envolvendo a execução de sondagens, ensaios "in situ", e/ou ensaios de laboratório. A quantidade de dados depende da complexidade geológica do local, do risco envolvido no projeto e na confiabilidade desejada. Análises

dessa natureza são de custos elevados e nem sempre conduzem a resultados satisfatórios.

A necessidade de caracterização de unidades do meio físico, de forma ágil e com baixo custo, tem sido uma das principais preocupações das pesquisas mais recentes em mapeamento geotécnico de forma a reduzir gastos e tempo nos trabalhos de campo e de caracterização geotécnica dos materiais através de ensaios de laboratório (LOLLO e ZUQUETE, 1996).

MITCHELL (1993) diz que mapas agrícolas (Pedológicos) podem ser disponíveis onde dados de engenharia estão ausentes. Tais mapas podem ser úteis para avaliações preliminares de solo superficial e suas propriedades. Estes solos são de particular importância em rodovias, aeroportos e projetos de desenvolvimento ambiental. MITCHELL (1993) afirma que o conhecimento geológico e processos de formação dos solos ajudam na antecipação e entendimento da provável composição, estrutura e propriedades do solo. Dados pedológicos podem ser usados para estimar a composição e propriedades dos solos. FERREIRA (1993) diz que os levantamentos pedológicos dão indicação da ocorrência do lençol d'água (quando está localizado nas camadas mais superficiais), do grau de saturação, da macroestrutura, da atividade do solo e presença de minerais expansivos, das características de drenagem e erodibilidade, das características de plasticidade e da ocorrência dos solos porosos, impermeáveis e permeáveis. Nessa mesma linha de pensamento, LIMA et al (1996) dizem que os levantamentos de solos trazem muitas informações de dados concernentes que podem ser de interesse nos projetos geotécnicos. Destaca-se a inclusão de dados concernentes à geologia, ao relevo e à vegetação.

1.2. OBJETIVO GERAL E ESPECÍFICO

O objetivo principal deste trabalho é contribuir com o estudo dos solos colapsíveis e expansivos de Petrolina e elaborar cartas de suscetibilidade da ocorrência destes solos no município.

Os objetivos específicos são: contribuir com o banco de dados de solos especiais (solos expansivos, colapsíveis e dispersivos) e estimular o uso de tecnologia GIS como ferramenta de auxílio no estudo geotécnico.

1.3. ESTRUTURA DA TESE

No capítulo 2 será apresentada uma revisão bibliográfica que consta de: 1) conceitos sobre solos colapsíveis e expansivos, 2) uma abordagem no método de elaboração de cartas de suscetibilidade ao colapso e expansão proposto por FERREIRA (2000) e 3) um levantamento dos dados fisiográficos do município de Petrolina.

No capítulo 3 é apresentado o programa de investigação geotécnica que foi realizado, incluindo desde a retirada de blocos até a metodologia da realização dos ensaios de laboratório edométricos simples e duplos e ensaios de caracterização e a metodologia aplicada na elaboração das cartas de suscetibilidade.

A apresentação e análise dos resultados, obtidos por meio dos ensaios edométricos simples e duplos, apresentação dos resultados do potencial de colapso e expansão usando os critérios de MILTON VARGAS (1978), de GIBBS e BARA (1967), de BASMA e TUNCER (1992) e de REGINATTO e FERRERO (1973) e a apresentação das cartas de suscetibilidade ao colapso e expansão, como resultado da aplicação do método de FERREIRA (2000) para o município de Petrolina, são expostas no capítulo 4.

No capítulo 5 apresenta-se um resumo das principais conclusões da tese e sugestões para futuros estudos.

CAPÍTULO 2

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1. INTRODUÇÃO

No Congresso Anual da ASCE (American Society of Civil Engineering), realizado na Filadélfia (E.U.A.) em 1976, citado por CLEMENCE e FINBARR (1981), solos colapsíveis ou metaestáveis são solos não saturados que experimentam um rearranjo radical de partículas e grande redução de volume quando inundados com ou sem carga adicional. NUNES (1975) já havia diferenciado dois tipos de colapso: i) os que ocorrem devido ao comportamento tensão-deformação após atingir um valor limite, sendo menor que a tensão de ruptura do solo; ii) aqueles que ocorrem quando o nível de tensão no solo excede a certos valores e ao se aumentar o teor de água em seus vazios exibem colapso da estrutura do esqueleto das partículas. No primeiro caso, o fenômeno pode ocorrer sem que haja substancial modificação na sua estrutura que determine a sua quebra e nem de uma significativa redução de volume, enquanto no segundo caso há redução brusca de volume.

Solos expansivos é definido como sendo aqueles solos não saturados que ao mudarem as condições de umidade seu volume se modifica, sendo esse fenômeno associado à presença de argilomineral do tipo 2:1, especialmente argilominerais do grupo das esmectitas. Deve-se salientar que os solos podem ter o mesmo potencial de expansão e ter magnitude de inchamento diferente, ou um solo que exibe maior potencial de expansão que outro, pode expandir menos, dependendo das circunstâncias a que esteja submetida.

Petrolina, cidade do sertão de Pernambuco, as margens do rio São Francisco, foi escolhida para este trabalho por seu histórico de ocorrência de solos colapsíveis, pelo clima que é favorável ao desenvolvimento de solos colapsíveis e expansivos e por seu crescimento sócio-econômico.

O termo carta usado neste trabalho segue o pensamento de ZUQUETE (1997) que afirma que cartas e mapas referem-se a documentos cartográficos que reúnem informações pertinentes a um ou mais aspectos do meio e que são utilizadas pelos usuários para as mais diversas finalidades. O termo mapa é utilizado para documento

que registra informações (atributos), obtidas de um determinado aspecto do meio físico em questão sem que sejam realizados interpretações e o termo carta é referido como um documento que apresenta interpretações contidas no mapa para uma finalidade específica. Suscetibilidade é a característica inerente ao meio que expressa a probabilidade de ocorrências de eventos ou acidentes sob determinadas condições, sendo evento um fenômeno natural já ocorrido sem perdas sociais e/ou econômicas. CERRI (1993) citado por ALHEIROS (1998). Carta de suscetibilidade é entendido como um documento cartográfico que expressa a potencialidade de determinado evento acontecer. No caso específico em estudo, cartas de suscetibilidade ao colapso e expansão, estuda-se a probabilidade de ocorrência de solos colapsíveis ou expansivos e não deve ser entendida como intensidade de colapso ou de expansão. Neste trabalho aborda-se o qualitativo mais do que o quantitativo.

A revisão bibliográfica foi dividida em quatro partes: a primeira trata dos solos colapsíveis, a segunda trata dos solos expansivos, a terceira apresenta o método de FERREIRA (2000) para suscetibilidade ao colapso e expansão e a quarta parte trata da fisiografia do município de Petrolina.

2.2. SOLOS COLAPSÍVEIS

2.2.1. Formação dos Solos Colapsíveis

A origem dos solos colapsíveis está intimamente relacionada com sua formação geológica, com os condicionantes climáticos e o relevo. São identificados vários processos de formação: ação do vento, da água, lixiviação dos sais solúveis etc. Nos itens que se segue, um resumo da origem dos solos colapsíveis é apresentado.

2.2.1.1. Solos colapsíveis eólicos.

HOUSTON et al (1988) a partir de estudos realizados com solos depositados pelos ventos em áreas áridas do sudoeste dos Estados Unidos dizem que esses solos quando depositados tem altos índices de vazios, baixas densidades e são não coesivos ou levemente coesivos. Uma vez que o solo foi depositado, mudanças “in situ” resultam do intemperismo local e pode ocorrer deposição das partículas mais finas.

O clima árido produz um ambiente no qual o potencial de evaporação excede em muito os de precipitação. Areias e siltes de baixa plasticidade vêm a ser úmidas apenas próximas à superfície durante as precipitações. Assim, quando esses solos úmidos

começam a secar pelo processo de evaporação, tensões de capilaridade causam a permanência de água nos estreitos espaços vazios entre os grãos. Quando a água move-se para o interior desses espaços, leva sais solúveis, argilas coloidais e partículas de siltes. Como o solo continua a secar, os sais, as argilas coloidais e siltes depositam-se nos espaços entre as partículas maiores e colam umas às outras nas suas interfaces, dando uma grande resistência, mas formando uma estrutura suscetível ao colapso.

2.2.1.2. Solos colapsíveis aluvionares

São os depósitos aluviais e aqueles formados por corrida de lama, provocados por uma enxurrada, características de regiões que apresentam curtos períodos de precipitação intensa e alternada por longos períodos de estiagem.

Estes depósitos sofrem evaporação antes de uma nova deposição e nunca se tornam saturados, constituindo-se num material mal consolidado, com alto índice de vazios e baixa massa específica, com considerável teor de argila.

Segundo CLEMENCE e FINBARR (1981) a quantidade de argila tem forte relação com o comportamento desses solos. Pesquisas feitas por BULL (1964) citados por CLEMENCE e FINBARR (1981), cujos resultados mostraram que a subsidência máxima devido ao colapso ocorre quando o teor de argila é da ordem de 12%, que abaixo de 5% ocorre uma baixa subsidência e que acima de 30% a argila expande.

2.2.1.3. Solos colapsíveis de formação residual

DUDLEY (1970) estudou um solo de formação residual em solos da África do Sul e Rodésia. Ele concluiu que em solos residuais de granito decomposto, a estrutura é desenvolvida pelo processo de lixiviação dos sais solúveis e matéria coloidal. Segundo ele, nos tipos de solos estudados a rocha mãe é geralmente composta de quartzo, feldspato e mica. Os pré-requisitos para esse tipo de solo colapsível é que tenha decomposição bem evoluída, altas precipitações anuais e boa drenagem interna. Afirma ainda que a lixiviação dos solúveis e do material fino resulta em um alto índice de vazios e uma estrutura instável de quartzo, feldspato e mica.

CUNHA et al (2001) encontraram solos colapsíveis de origem residual oriundo de uma rocha gnáissica em Belo Horizonte - MG. Os autores constataram uma

proporção da fração silte bastante superior à fração argila e que isto pode estar ocorrendo devido a uma lixiviação dos agentes cimentantes e dos argilominerais.

2.2.1.4. Solos colapsíveis de formação coluvial

Solos coluviais são encontrados na região Centro Oeste do Brasil, alcançando 6m de espessura. A estrutura porosa desses solos é causada pelo contínuo processo de lixiviação dos sais solúveis devido às estações bem definidas de chuvas e secas. (FERREIRA et al, 1987). A estrutura formada, a despeito de ser muito compressível, é estável sobre carga estática; no entanto, pode colapsar devido a uma saturação.

Solos com características ditas acima ocorrem em mais de 50% do estado de São Paulo e alcançam profundidade de até 15 m (FERREIRA e MONTEIRO, 1985).

2.2.2. Estrutura dos Solos Colapsíveis

O fenômeno de colapsividade está associado ao aspecto estrutural dos solos. Os solos colapsíveis podem ocorrer em diferentes origens, como visto no item 2.2.1 podendo existir distintas estruturas. O arranjo estrutural do solo é preponderante no comportamento de variação de volume dos solos colapsíveis.

A maioria dos solos colapsíveis envolve a ação de partículas de argilas nos vínculos entre os grãos de areias sendo várias as possibilidades de arranjos estruturais, dependendo da história de formação do solo. Fatores importantes na formação de estruturas são a textura do solo, os agentes cimentantes e de ligação, as condições climáticas e de drenagem. A seguir, são apresentados os fatores estruturais do ponto de vista de DUDLEY (1970) e de McGOWN e COLLINS (1975) e um exemplo da microestrutura de uma Areia Amarelo-avermelhada colapsível do estado de Pernambuco pesquisada por FERREIRA (1995).

2.2.2.1. Forças capilares

A capilaridade é responsável por uma tensão temporária. Segundo DUDLEY (1970), quando o solo seca abaixo do limite de contração, a água permanece no interior de pequenos espaços próximos à junção dos grãos maiores do solo. A tensão no interior desses espaços é negativa e a tensão efetiva real torna-se maior do que a tensão total aplicada pela carga.

As forças capilares e gravitacionais tornam-se proporcionalmente menos importantes quando os grãos alcançam o tamanho argila. Neste caso, as forças de Van Der Waals, osmótica e de atração molecular são relativamente mais proeminentes

2.2.2.2. Vínculos de silte

Grãos de areia com vínculos de silte, cuja força predominante é a capilar, que atua nos contatos silte-silte e nos contatos silte-areia.

2.2.2.3. Vínculos de argilas autogênicas

Argilas autogênicas são derivadas de reações entre água do terreno ou água de chuva com feldspatos. Segundo DUDLEY (1970), em condições secas, essa estrutura é consideravelmente resistente enquanto a adição de água poderia produzir perda nessa resistência.

2.2.2.4. Vínculos de argila autogênicas lixiviadas

As argilas autogênicas poderiam ser totalmente lixiviadas em regiões de chuvas de alta intensidade. Em regiões de chuvas de baixa intensidade, o efeito da lixiviação é menor, podendo as partículas de argilas dispersar-se nos fluidos dos poros. Segundo DUDLEY (1970), o movimento Browniano poderia manter as partículas igualmente distribuídas e com a evaporação, as partículas tenderiam a produzir um estado floculado.

2.2.2.5. Estrutura corrida de lama

Um outro caso explicado por DUDLEY (1970), é a chamada estrutura corrida de lama, onde a quantidade de água não é muito maior do que aquela necessária para a obtenção de uma condição fluida, a concentração iônica é provavelmente alta e mesmo a constância da ação cisalhante durante o movimento, não pode manter um arranjo disperso. Dessa forma, as partículas de argila poderiam tender a agruparem-se ao redor das partículas maiores, formando vínculos de argila no estado floculado.

2.2.2.6. Pontes de argila

Estrutura de solo que é constituída por grãos formados pela agregação de argila ou silte e ligados entre si por pontes de argilas, CLEMENCE e FINBARR (1981).

2.2.2.7. Microestruturas dos solos colapsíveis

ALONSO et al (1987) publicaram um trabalho no qual afirmam que o conhecimento da microestrutura dos solos tem um importante papel para ajudar a entender suas respostas mecânicas e facilitar nas previsões qualitativas dos efeitos dos fatores ambientais. A razão disso é que a estrutura controla as condições da água, especificamente seu potencial ou sucção.

Utilizando um microscópio eletrônico de varredura, McGOWN e COLLINS (1975) e COLLINS (1989), ambos os trabalhos citados por ALONSO et al (1987), propuseram uma classificação microestrutural de solos expansivos e colapsíveis baseados em três formas elementares, que são descritas abaixo:

- a) Arranjo de partículas elementares, que em configuração mais ou menos paralelas são dominantes em solos expansivos enquanto arranjos de grãos (geralmente cobertos com partículas de argila ou agentes cimentantes) são característicos de solos colapsíveis. A expansão ocorre nos arranjos argilosos (dentro e entre as plaquetas de argilas) ou nas camadas que cobrem os grãos;
- b) Grupos de partículas, que são integradas por conjuntos de configurações de partículas elementares e são descritas como “matrizes” se é formado por uma estrutura predominantemente tridimensional, “agregações” se tem uma configuração tipo grão e “conectores” no caso de ligação de estrutura entre silte ou areia.

Solos puramente expansivos ou solos argilosos compactados na umidade ótima exibem predominantemente uma estrutura tipo “matriz”. Por outro lado, agregações de argilas e conectores são comuns em solos predispostos ao colapso. Os solos com comportamento conjunto de expansão/colapso, característicos de muitos solos naturais e compactados, quando submetidos a pequenas tensões externas e inundados, ocorre expansão nos arranjos de partículas elementares localizados dentro das agregações ou conectores. Esses tendem a manter sua estrutura original enquanto as tensões externas não sejam aumentadas significativamente. Se as tensões aumentam, os conectores quebram-se, há deslizamento entre os contatos das partículas e as agregações deformam-se, de forma

que os poros interagregados ou intergrãos são ocupados por agregados (deformados) ou grãos de silte e areia.

c) Espaços porosos - os vazios do solo são mais importantes do ponto de vista do colapso quando existem grandes vazios entre os grãos do que pequenos vazios, para um mesmo índice de vazios.

2.2.2.8. Microestrutura de um solo de Pernambuco

FERREIRA (1995) e posteriormente GUIMARÃES NETO (1997) estudaram os solos de Petrolândia-PE e verificaram que um solo denominado de Areia Amarelo-avermelhada apresentou uma matriz constituída por uma intensa quantidade de areia e pouca argila. Os grãos de areias são quase totalmente de quartzo, sendo de tamanhos variados e formas arredondadas e angulares. A pouca quantidade de argila, encontrava-se revestindo total ou parcialmente os grãos de areia do esqueleto, quase sempre não se estendendo ou formando pontes de argila entre elas. Segundo FERREIRA (1995), este tipo de estrutura condiciona a formação predominante de um tipo de porosidade designada poros do empacotamento simples, ou seja, os espaços vazios que resultam da junção de partículas de diferentes tamanhos e formas.

Na caracterização mineralógica desse solo, a areia grossa é constituída totalmente por quartzo, a areia média é constituída de 99% de grãos de quartzo e 1% é constituída por ilmenita, hematita, calcedônia e fragmentos de folhelhos. A fração fina da areia é constituída de 99% de quartzo e 1% de feldspato e traços de ilmenita. A fração silte é composta de caolinita e interestratificações irregulares de montmorilonita-vermiculita e mica; a fração argila é composta de mica, interestratificações irregulares de mica-montmorilonita e clorita-vermiculita.

A microscopia vem se revelando como um ótimo instrumento para análise microestrutural de solos colapsíveis, Mc GOWN e COLLINS (1975). Com este método é possível fazer observação do arranjo das partículas e, principalmente, dos contatos entre as mesmas, determinando, assim, a forma dos vínculos. Como desvantagem, tem-se o fato de não se poder trabalhar com amostras úmidas.

MENDONÇA (1990) salienta que, devido a grande importância da estrutura dos solos colapsíveis, o ensaio de microscopia eletrônica de varredura, em conjunto com os

ensaios de difração de raios X e ensaios físico-químicos, assume um papel importantíssimo para definição do verdadeiro processo de colapso.

FERREIRA (1995) utilizou esse método para estudar uma areia amarela-avermelhada do município de Petrolândia-PE. Neste estudo uma amostra indeformada é comparada com outra que sofreu colapso após inundação sob tensão de 320 kPa. Observou-se que a amostra deformada tinha uma contextura (“fabric”) mais compacta, com maior entrosamento entre os grãos e redução do material fino, entretanto, a contextura remanescente ainda era factível de sofrer colapso. Neste estudo, FERREIRA (1995) comparou o método de microscopia ótica com o método de microscopia eletrônica de varredura e concluiu que, na sua pesquisa, ambos os métodos se complementam.

2.2.3. Identificação de Solos Colapsíveis

Diversos critérios são usados para identificar, quantificar e classificar os solos colapsíveis.

FERREIRA (1995), utilizando os critérios de SCHREINER (1987) para agrupar os métodos de identificação de solos expansivos, dividiu os métodos de identificação de solos colapsíveis em dois grandes grupos: métodos indiretos e métodos diretos, sumarizado na Tabela 2.1 com Os métodos indiretos são aqueles que utilizam índices físicos e limites de consistência, ou parâmetros ligados à textura dos solos. Geralmente, os critérios deste grupo dão informações de caráter avaliativo, ou orientativos e qualitativos, sendo de fácil obtenção em ensaios de laboratório e/ou campo.

Métodos diretos baseiam-se na medida do potencial de colapso do solo e prevêm recalques mediante ensaios edométricos, em laboratório e através de ensaios de campo.

TABELA 2.1 Métodos diretos e indiretos de identificação de solos colapsíveis (modificado de FERREIRA, 1995).

Métodos	Subdivisões	Base para definição dos critérios	Referências bibliográficas
Indiretos	Identificativos	Microscopia eletrônica de varredura	COLLINS e McGOWN (1974), WOLLE et al (1978)
	Orientativos	Pedologia	FERREIRA (1990) e FERREIRA (1993)
		Análise Pedológica-geológica-climática	FERREIRA (2000)
	Ensaio Expedito	ARMAN e THORNTON (1972) JENNINGS e KNIGHT (1975)	
Qualitativos	Índices físicos	Ensaio de campo	DENISOV ¹ (1951), PRIKLONSKIJ (1952), GIBBS e BARA (1962 e 1967), FEDA (1966), KASSIF e HENKIN (1967), DESIGN OF SMALL DAM (1960 e 1974) ² , CÓDIGO DE OBRAS DA URSS ³ (1977)
		SPT-T	CÓDIGO DE OBRAS DA URSS ³ (1977), DÉCOURT e QUARESMA FILHO (1991)
Direto	Avaliativo	Ensaio edométrico duplo	REGINATTO e FERRERO (1973)
	Quantitativos	Ensaio edométrico simples	BALLY e al (1973), JENNINGS e KNIGHT (1975), VARGAS (1978), LUTTENNEGER e SABER (1988)
Ensaio de campo		FERREIRA e LACERDA (1993) HOUSTON et al (1995)	

1 Citado por FEDA (1966) - 2 BUREAU OF RECLAMATION - 3 Citado por RESNIK (1989)

Nos próximos itens far-se-á uma revisão sucinta dos critérios de previsão de colapso que serão utilizados neste trabalho. Serão visto os critérios de BASMA e TUNCER (1992), de GIBBS e BARA (1962), ensaios edométricos simples e duplos e o critério de REGINATTO e FERRERO (1973).

2.2.3.1. BASMA E TUNCER (1992)

BASMA e TUNCER (1992) investigaram os efeitos do tipo de solo, do teor de umidade na compactação, da massa unitária seca inicial e da tensão de colapso em 138 ensaios edométricos, de oito diferentes tipos de solos. Eles concluíram que solos bem graduados tendem a colapsar mais do que solos de granulometria mal graduada. Concluíram, também, que o potencial de colapso decresce quando há um incremento: 1) na diferença de percentual entre a areia e argila; 2) do teor de umidade na compactação; 3) da massa unitária seca inicial, e cresce quando se incrementa a pressão de inundação.

Utilizando-se de análise de regressão múltipla e dos dados coletados dos oito solos dessa pesquisa, obteve-se duas equações:

$$CP = 48,496 + 0,102C_u - 0,457w_i - 3,533\gamma_d + 2,80 \ln(P_w) \quad (\text{Equação 2.1})$$

$$CP = 47,506 + 0,072(S - C) - 0,439w_i - 3,123\gamma_d + 2,851 \ln(P_w) \quad (\text{Equação 2.2})$$

Onde

C_p = potencial de colapso;

C_u = coeficiente de uniformidade do solo;

w_i = teor inicial de água (em percentual);

γ_d = massa unitária seca de compactação (em KN/m^3) e

P_w = pressão de inundação (em kPa)

S = percentual de areia

C = percentual de argila

Para verificação da equação 2.1 foram utilizados dados experimentais de campo de HOUSTON et al (1988) e numerosas medidas de ensaio de colapso in situ relatadas por vários pesquisadores e para verificação da equação 2.2 foram utilizados resultados de laboratório e carta de LAWTON et al (1989). Houve uma boa concordância entre os resultados pesquisados e os obtidos usando-se a equações 2.1 e 2.2, respectivamente.

As equações 2.1 e 2.2 foram obtidas com os dados de amostras de solos perturbadas (amolgadas) e foram usadas para previsão de colapso de solos com amostras não perturbadas. Apesar dos resultados do modelo, no caso a equação 2.1, dar uma boa concordância entre o valor prognosticado por essa equação e os resultados experimentais, os autores desse método temem que essa boa concordância possa não se

repetir para outros solos. Contudo, os autores recomendam, para o caso de obras de pequeno porte tais como prédios residenciais uni-familiares, onde os construtores geralmente hesitam em fazer investigações de laboratório e/ou campo, as equações 2.1 e 2.2 podem servir como uma valiosa ferramenta de projeto.

2.2.3.2. CRITÉRIO DE GIBBS E BARA (1962, 1967).

GIBBS e BARA (1962, 1967) propuseram o uso de massa específica seca e o limite de liquidez como um critério para previsão de colapso. Esse método é baseado na premissa de que um solo, o qual tem suficientes espaços vazios para manter pelo menos a umidade do limite de liquidez na saturação, é suscetível ao colapso quando inundado. Este critério deve ser usado para solos não cimentados e com limite de liquidez superior a 20. Os autores desse método apresentaram um ábaco em função do limite de liquidez e do peso específico seco.

2.2.3.3. ENSAIOS EDOMÉTRICOS

Os ensaios edométricos dividem-se em dois: ensaios edométricos simples e ensaios edométricos duplos.

2.2.3.3.1. ENSAIOS EDOMÉTRICOS SIMPLES

Ensaio edométrico simples parece ter surgido no trabalho de ABELEV (1948), citado por LUTENEGGER E SABER (1988) em que uma amostra não perturbada na umidade natural foi carregada em uma prensa edométrica até uma tensão de 300 kPa e então saturada para induzir o colapso. Seu cálculo é mostrado na equação 2.3, a qual foi originalmente chamada de coeficiente de colapso estrutural. JENNINGS e KNIGHT (1975) recomendaram o nível de tensão de 200 kPa e usar a equação 2.4, a qual foi definida como Potencial de Colapso.

$$i_e = \frac{\Delta e_c}{1 + e_1} \times 100 \quad \text{(Equação 2.3)}$$

$$cp = \frac{\Delta e_c}{1 + e_0} \times 100 \quad \text{(Equação 2.4)}$$

Onde:

i_e = Coeficiente de colapso estrutural

PC = potencial de colapso

Δe_c = mudança no índice de vazios após inundação;

e_1 = índice de vazios no início da saturação

e_0 = índice de vazios inicial da amostra.

A equação 2.3 descreve a compressão que ocorre somente como resultado do colapso (LUTENEGGER e SABER, 1988) e não inclui a compressão que ocorre durante o carregamento até o colapso ocorrer, como sugere a equação 2.4.

VARGAS (1978) denomina de colapso estrutural “i” o coeficiente de subsidência devido à inundação e considera solos colapsíveis aqueles solos que apresentam $i > 2\%$ e não faz referência sobre a tensão de inundação a ser usada.

O gráfico de e “versus” $\log(\sigma_v)$, a curva de adensamento edométrico toma a forma mostrada na Figura 2.1

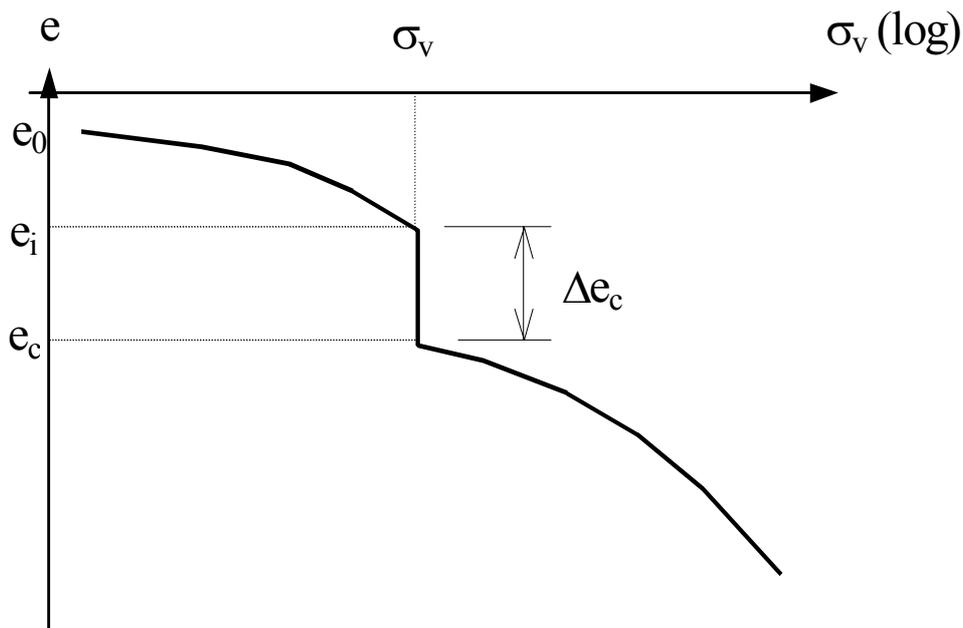


Figura 2.1 - Ensaio edométrico simples

De acordo com o valor da equação 2.3, LUTENEGGER e SABER (1988) classificaram os danos provocados em uma obra provocada pelo colapso de acordo com a Tabela 2.2 JENNINGS e KNIGHT (1975) apresentaram uma classificação que considera a gravidade dos danos em uma obra de acordo com a o valor do Potencial de colapso (CP). Esta classificação é mostrada na Tabela 2.3

Tabela 2.2 – Classificação da colapsibilidade em obras de engenharia (LUTENEGGER e SABER, 1988)

$i(\%)$	Gravidade do Problema
2	Leve
6	Moderado
10	Alto

Tabela 2.3 – Classificação da colapsibilidade nas obras de engenharia. (JENNINGS e KNIGHT, 1975)

PC	Gravidade dos Problemas
0 a 1	Sem Problema
1 a 5	Problema Moderado
5 a 10	Problemático
> 20	Problema Muito Grave

2.2.3.3.2. ENSAIOS EDMÉTRICOS DUPLO

Um método proposto por JENNINGS e KNIGHT (1957) foi usar o resultado de dois ensaios edométricos, sendo um ensaio realizado com a amostra no estado natural e outro no estado saturado. A diferença entre as curvas de compressão quantifica o potencial de colapso como vista na Figura 2.2.

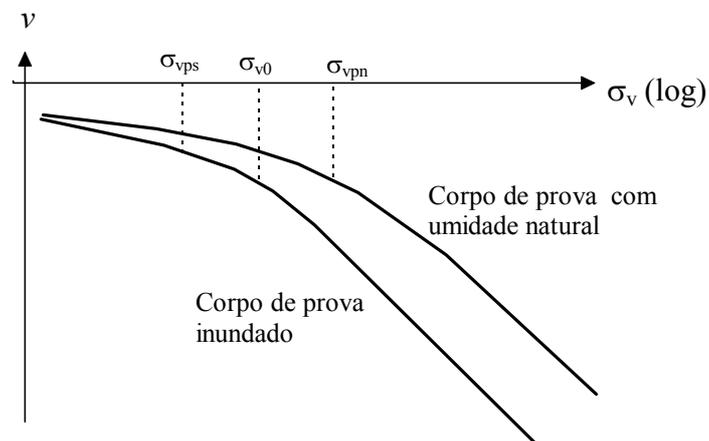


Figura 2.2 - Ensaio edométrico duplo

2.2.3.4. REGINATTO e FERRERO (1973)

REGINATTO e FERRERO (1973) propuseram um critério de identificação de solos colapsíveis utilizando o ensaio duplo edométrico, e definiu o coeficiente de colapsibilidade como:

$$C = \frac{\sigma_{vps} - \sigma_{v0}}{\sigma_{vpn} - \sigma_{v0}} \quad (\text{Equação 2.5})$$

Onde

σ_{vps} = tensão de pré-consolidação virtual do solo inundado;

σ_{vpn} = tensão de pré-consolidação virtual do solo na umidade natural e

σ_{v0} = tensão vertical devida ao peso próprio do solo em campo.

Através do coeficiente de colapsividade C , da tensão de pré-adensamento e estado de tensão de campo, o solo pode ser classificado em:

- i - solo verdadeiramente colapsível - $\sigma_{vps} < \sigma_{v0}$ e $C < 0$, o solo sofre colapso sem carregamento externo;

- ii - solo condicionado ao colapso - $\sigma_{vps} > \sigma_{v0}$ e $0 < C < 1$. A ocorrência de colapso depende do nível de tensão induzido pelo carregamento externo, este é subdividido em:

- ii-1 - não ocorre colapso com a inundação do solo $\sigma_v < \sigma_{vps}$, o incremento máximo que o solo suporta sem colapsar é $(\sigma_{vps} - \sigma_{v0})$;

- ii-2 - ocorre colapso quando o solo for inundado após carregamento $\sigma_{vps} < \sigma_v < \sigma_{vpn}$;

- ii 3 - pode ocorrer colapso mesmo sem inundação $\sigma_v > \sigma_{vpn}$.

iii - uma última condição, pode ocorrer em qualquer categoria do solo $\sigma_{vpn} = \sigma_{vps}$ e $C=1$, o que significa que há indefinição quanto a ocorrência do colapso.

2.2.4. Ocorrência de Solos Colapsíveis

Solos colapsíveis são encontrados em muitos países e englobam uma grande variedade de materiais geológicos. Os depósitos mais extensos de solos colapsíveis são os de formação eólica ou depósitos de areia e silte formados pela ação do vento (Loess). Solos formados por processos aluviais, coluviais, “corrida de lama” e turfas vulcânicas também produzem solos colapsíveis. A maioria dos depósitos de solos colapsíveis é caracterizada por estruturas fofas com grãos de formas arredondadas, geralmente do tamanho de silte à areia fina (CLEMENCE e FINBARR, 1981). A ocorrência de solos colapsíveis esta associada a depósitos recém-formados em climas áridos e semi-áridos e não raro ocorrem em outros tipos de clima e formação (FERREIRA, 1997).

Ocorrência de solos colapsíveis em Petrolina foram encontradas por ARAGÃO e MELO (1982), no conjunto habitacional Massangana, onde mais da metade das 1200 residências construídas foram danificadas pelo fenômeno do colapso e por FUCALE (2000) na construção do canal Pontal Azul. Ambas ocorrências estão referenciadas no mapa da Figura 2.3. Na Tabela 2.4 apresenta-se a ocorrência de solos colapsíveis no Brasil apresentada por FERREIRA (1995). Esta Tabela foi acrescida de novos locais descobertos ou estudada nestes últimos anos. Tabela 2.5 apresenta ocorrências de solos colapsíveis no mundo.

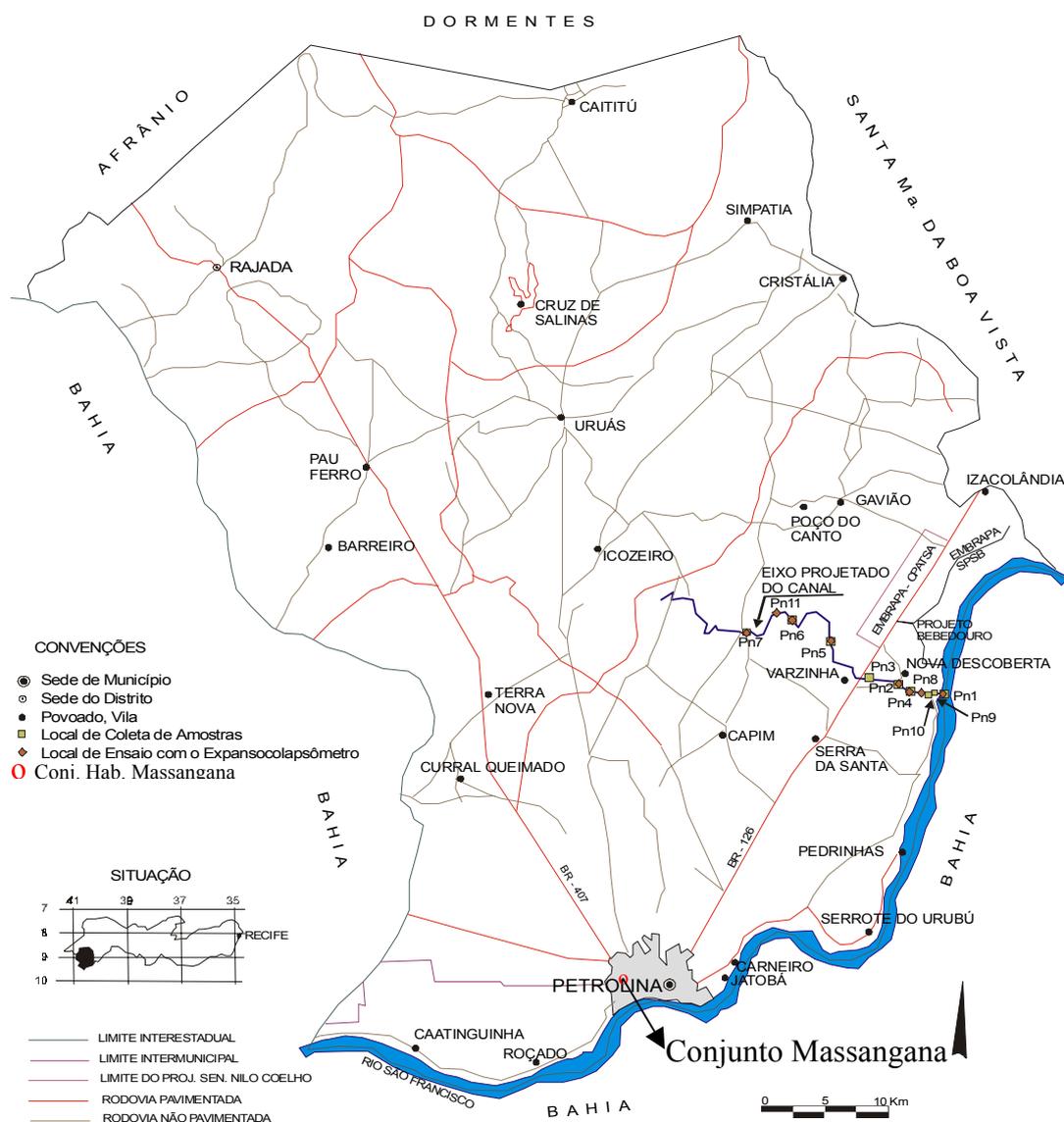


Figura 2.3 Ocorrências de solos colapsíveis de Petrolina Modificado de FUCALE (2000)

Tabela 2.4 - ocorrências de solos colapsíveis no Brasil (modificado de FERREIRA, 1995).

LOCAL	REFERÊNCIA	TIPO DE SOLO
Manaus - AM	DIAS e GONZALEZ (1985)	Sedimentos terciários do grupo Barreira/Latossolo
Parnaíba - PI	RIANI e BARBOSA (1989)	Eólico
Gravatá - PE	FERREIRA (1989)	Complexo Carnaíba Remobilizado/Podzólicos
Carnaíba - PE	FERREIRA (1989)	Complexo Monteiro/Bruno na Cálculo
Petrolândia-PE	FERREIRA (1989), SIGNER (1989)	
Sta M ^a da B. Vista - PE.	FERREIRA (1989) SIGNER (1989)	Granitóides diversos/Latossolo
Petrolina - PE	ARAGÃO e MELO (1982), FERREIRA (1989)	Aluvial/Areia Quartzosa
Rodelas - BA	FERREIRA (1989)	Formação Marizal/ Areia Quartzosa
Bom Jesus da Lapa - BA	WOLLE et al (1978) e MENDONÇA (1990)	Formação Vazante (Fluvial)/ Latossolo/Areia Quartzosa
Manga - MG	BENVENUTO (1982)	Formação Vazante (Fluvial)/ Latossolo/Areia, Quartzosa/ Cambissolo e Aluviões.
Três Marias - MG	FERREIRA et al (1989)	Coluvial/ Siltito
Itumbiara - M	FERREIRA et al (1989)	Coluvial
Uberlândia - MG	COSTA (1986)	Coluvial/Basalto e Arenito
Brasília - DF	BERBERIAN (1982)	Formação Indaiá/ Latossolo
Ilha Solteira e P. Barreto - SP	VARGAS (1973)	Coluvial/ Arenito
Rio Sarapuí - SP	FERREIRA et al (1989)	Residual/ Basalto
São Carlos - SP	BARROS (1970) , VILAR et al (1985)	Residual/ Basalto
Rio Mogi-Guaçu - SP	FERREIRA et al (1985)	Coluvial/ Granitos
São José dos Campos - SP	FERREIRA et al (1985)	Aluvial
São Paulo - SP	VARGAS (1973)	Aluvial
Sumaré e Paulinéia - SP	SAMARA (1981) FERREIRA et al (1989)	Coluvial
Itapetininga - SP	FERREIRA et al (1989)	Coluvial
Bauru - SP	VARGAS (1973)	Coluvial/ Arenito
Canoas - SP	FERREIRA et al (1989)	Coluvial/ Basalto
Gravatá - RS	DIAS (1989)	Sedimentos Aluviais/SP
Mundo Novo dos Parecis- MS	FUTAI (1997)	-
Belo Horizonte - MG	CUNHA et al (2001)	Solo Residual
São Carlos - SP	VILAR e DAVIES (2001)	Areia Argilosa
Rodonópolis MT	CONCIANI (1997)	-

Tabela 2.5 Ocorrências de solos colapsíveis no mundo (FERREIRA, 1995)

LOCAL	REFERÊNCIA	TIPO DE SOLO
Luanda - Angola	DUDLEY (1970)	“Maceque” (solo ferruginoso contendo caulinita)
Transvall e Sul da África	DUDLEY (1970)	eólico
Nordeste da Rodésia	DUDLEY (1970)	Solo residual de granito
EUA, Alemanha França, Europa oriental, Rússia, Sibéria e China.	DUDLEY (1970)	Loess de cor avermelhada e Bruno-amarelo
Nevada –Estados Unidos	DUDLEY (1970)	Solo aluvional bem graduado
África do Sul	BARDEN e COLLINS (1973)	Eólico (areia vermelha)
China	LIN e WANG (1988)	loess
Hungria	KEZDI (1974) citado por LUTENNEGER e SABER (1988)	loess
China	GUORI (1988), citado por MARIZ (1993)	loess
China, Sudeste da Inglaterra.	DERBYDIRE e MELLORS (1988)	loess
Romênia	POPESCU (1986)	loess
Arizona (EUA)	BARDEN e COLLINS (1973)	aluvião
San Diego - EUA	DAY (1990)	aluvião
Canal de San Luis - EUA	KNODELI (1981)	-
Khon Kaen - Tailândia	PHIEN-WEJ et al (1992)	argila
Odessa - Rodésia	REZENIK (1995)	loess

2.2.5. - Solos Colapsíveis de Petrolina

2.2.5.1. - Características Geotécnicas

A sondagem revelou que o perfil da amostra AM-1 do solo colapsível investigado por FUCALE (2000), cuja localização é mostrada na Figura 2.3, é constituído de duas camadas antes de atingir a camada impenetrável à percussão. A primeira camada consiste de um silte areno-argiloso, fofo a pouco compacto, de cor marrom amarelado, com espessura de 3,5 m. A segunda camada é uma areia fina siltosa com pedregulho, mica e fragmento de rocha, muito compacta, de cor amarela acinzentado, com espessura de 0,15 m. A camada impenetrável ao trado consiste de um xisto de textura equigranular, medianamente a pouco alterada e medianamente fraturada com inclinação sub-horizontal, pouca oxidação nas fraturas, com presença de pequenos

veios de quartzo de cor acinzentado. Foi encontrado o nível d'água a 2,90 m de profundidade. Os ensaios de umidade revelaram um teor de umidade 12% na superfície, diminuindo para cerca de 8% na profundidade de um metro e a partir daí, crescendo quase que linearmente até cerca de 24% na profundidade de três metros. O índice de resistência à penetração (SPT) quase não variou desde o nível do terreno até a profundidade de três metros, ficando o valor do N_{SPT} em torno de 3-5 golpes. Abaixo da camada intransponível ao trado foi realizada uma sondagem rotativa, sendo obtidos valores de RQD de 17% no início da camada e chegando ao valor de RQD de 35% no final da sondagem. A granulometria é uniforme com a profundidade, apresentando a fração argila um teor médio de 20%, teor médio de 40% para o silte e areia, cerca de 60%. Os ensaios de limites de consistência mostram que o limite de liquidez (WL) e o limite de plasticidade (Wp) decrescem linearmente com a profundidade como mostra a Figura 2.4, onde se mostra também a granulometria com a profundidade e o perfil do solo e o número de golpes do SPT com a profundidade.

No conjunto habitacional Massangana (ARAGÃO e MELO, 1982) as sondagens executadas indicaram um sedimento com espessura de até 1,4m, sendo constituído por uma areia fina a média, siltosa, pouco argilosa, marrom claro e amarelada. A umidade natural média observada em alguns furos de sondagens foi de 9,5% em maio de 1981 e de 4% em outubro do mesmo ano, refletindo as condições de forte evapotranspiração na região.

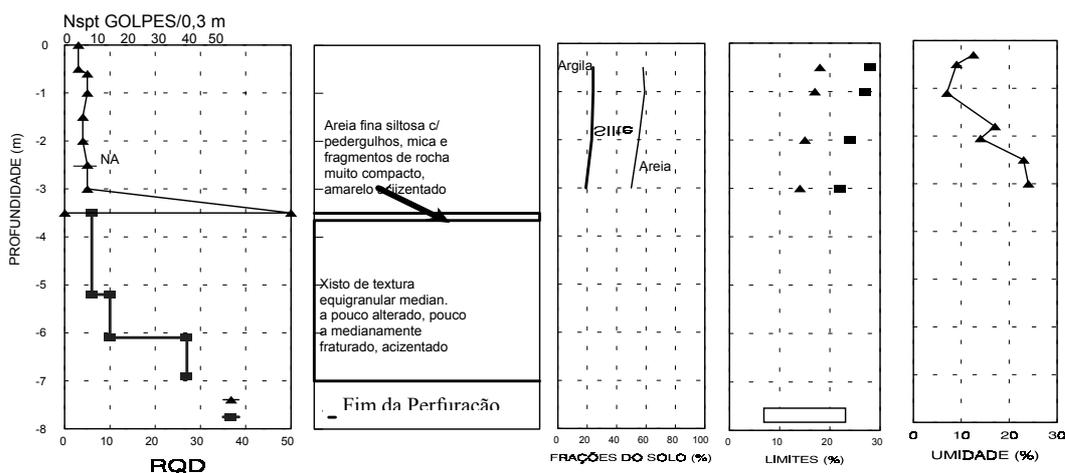


Figura 2.4 Perfil de sondagem (FUCALE, 2000)

2.2.5.2. - Caracterização dos Solos

Nas Figuras 2.5 e 2.6 são mostrados, respectivamente, as curvas de granulometria e os valores de Atterberg na Carta de Plasticidade-Atividade (VARGAS, 1989).

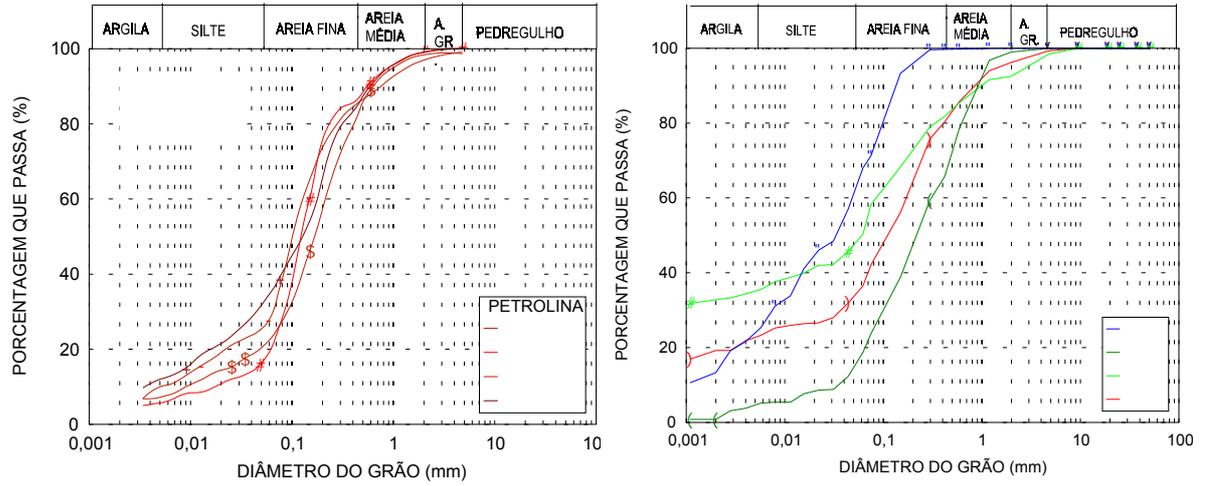


Figura 2.5 - Curvas granulométricas: A) amostras PI-1/2, PI-2/2, PI-3/1 e PI-4/1 (ARAGÃO e MELO, 1982) e B) amostras AM-1, AM-2, AM- 5,e AM-7 (FUCALE, 2000).

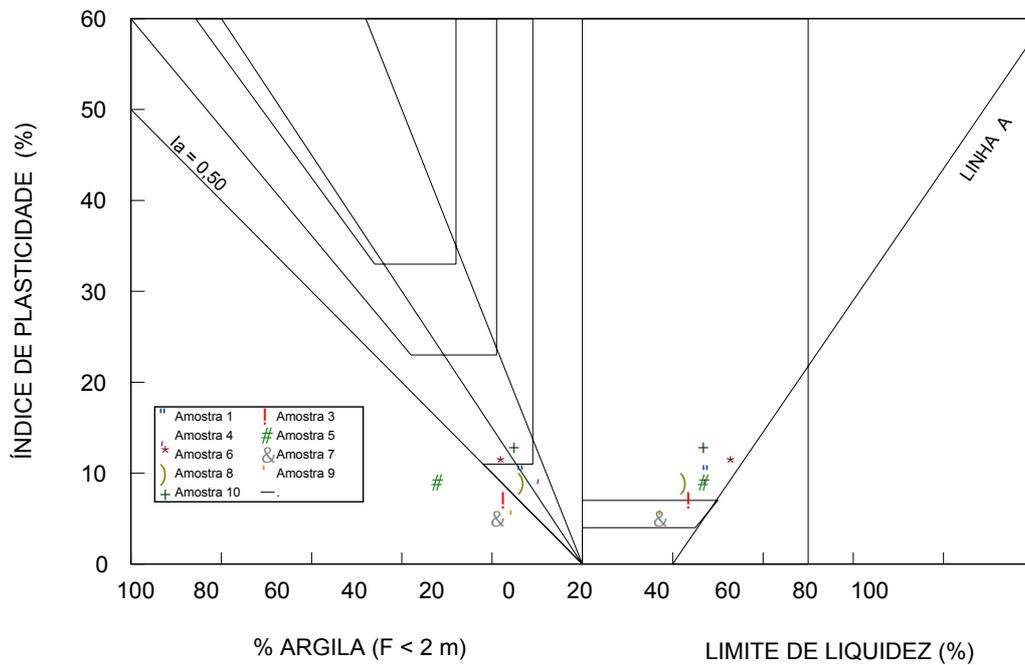


Figura 2.6 - cartas de Plasticidade - Atividade apud VARGAS, 1989 – FUCALE (2000)

2.2.5.3 Identificação de Solos Colapsíveis de Petrolina

Os critérios de identificações de solos colapsíveis discutidos no item 2.2.3 são aplicados na prática com os solos de Petrolina. Na Figura 2.7 mostra-se o critério de GIBBS e BARA (1962), na Figura 2.8 é mostrado o critério de identificação de MELO (1973) com solos compactados de FUCALE (2000) e ARAGÃO e MELO (1982) e o critério de REGINATTO e FERRERO (1973) representado na Figura 2.9.

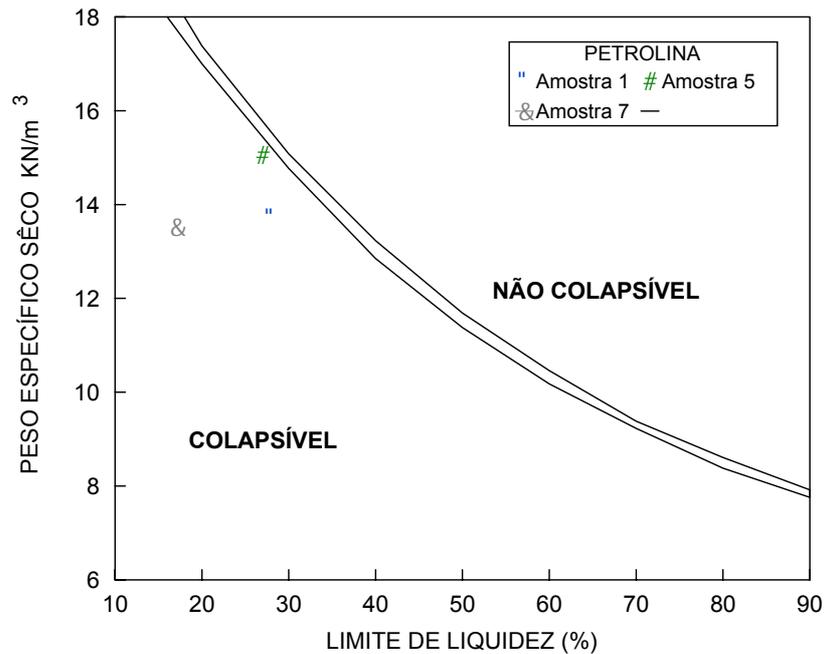


Figura 2.7 - Critério de GIBBS e BARA (1962) para solos colapsíveis de Petrolina, FUCALE (2000)

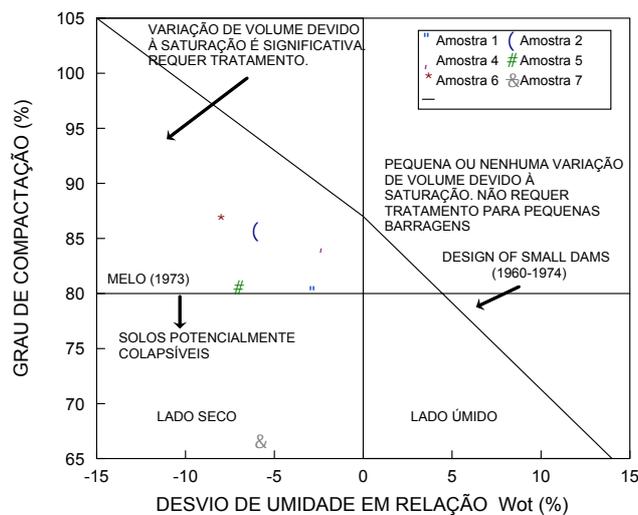
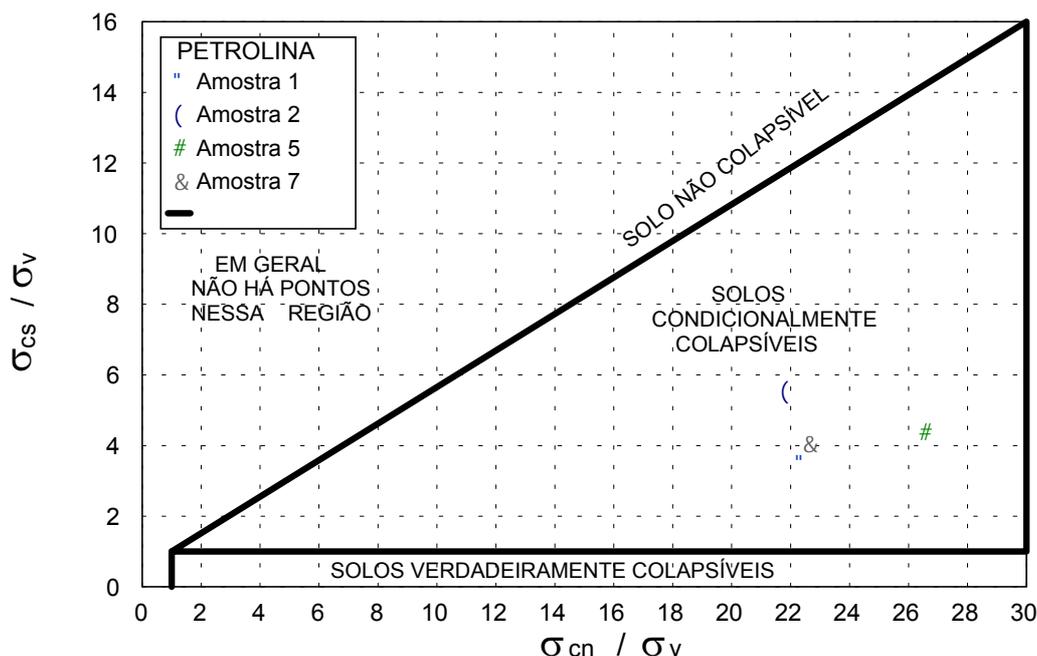


Figura 2.8 - Critério de identificação baseada em ensaio de Proctor normal e faixa de Solos potencialmente colapsíveis - MELO (1973) – FUCALE (2000).



σ_{cn} - Tensão de pré-consolidação virtual do solo na umidade natural; σ_{cs} - Tensão de pré-consolidação virtual do solo inundado; σ_v - Tensão vertical devido ao peso do solo em campo

Figura 2.9 - Critério de identificação de solos colapsíveis segundo REGINATTO e FERRERO (1973) – FUCALE (2000)

Os critérios de identificação não foram conclusivos a respeito da colapsibilidade dos solos. No critério de REGINATTO e FERRERO (1973), as amostras apresentam características de solos condicionalmente colapsíveis, isto é, que apresenta colapso se inundado sob carregamento; no ensaio de GIBBS e BARA, as amostras 1 e 4 foram caracterizadas como não colapsível; no critério de MELO (1973), as amostras compactadas foram classificadas como suscetível a variação de volume quando houver mudanças na umidade, mas só a amostra 7 mostrou-se potencialmente colapsível.

2.2.5.4. Ensaio Edométricos

ARAGÃO e MELO (1982) estudaram o solo do conjunto residencial Massangana através de ensaios edométricos simples e duplos.

Os ensaios edométricos simples foram divididos em três grupos de ensaios: no primeiro grupo estudaram-se os solos naturais e as pressões de inundação variaram de 50 kPa até 160 kPa; no segundo grupo, após colocação nos anéis edométricos, deixavam-se as amostras secarem ao ar livre para depois serem ensaiadas. As pressões

desse grupo variaram de 50 até 320 kPa. No terceiro grupo, seguiu-se o mesmo procedimento do segundo grupo de ensaios, porém deixando-se por mais tempo para ter uma secagem mais significativa, sendo que as pressões de inundações variaram de 50 até 160 KPa.

Ensaio edométrico duplo também foram executados, onde se procurou estudar o colapso através do critério de JENNINGS e KNIGHT (1957). Na Figura 2.10 mostra-se a curva obtida no ensaio edométrico duplo, realizada por ARAGÃO e MELO (1982).

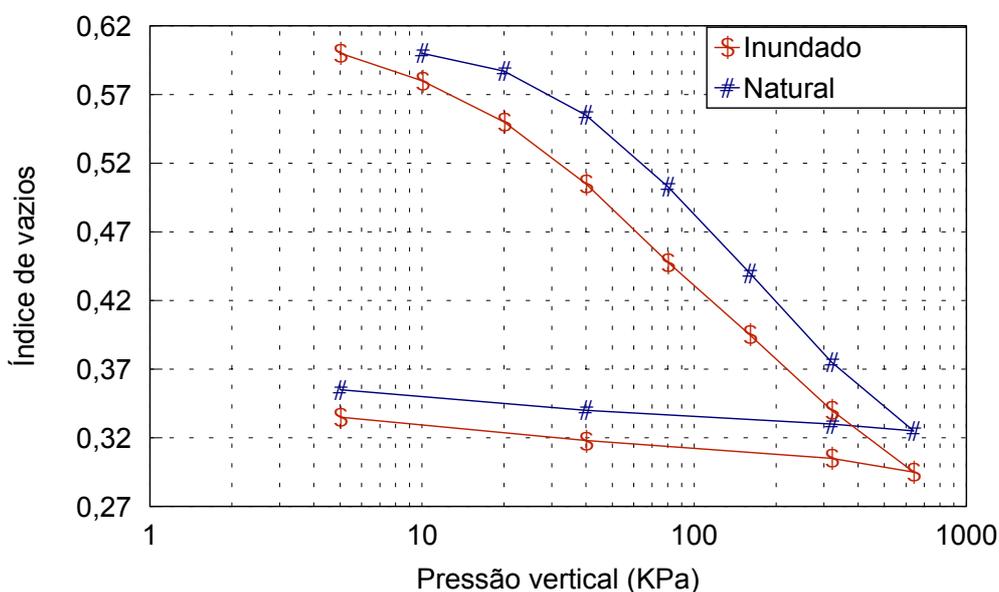


Figura 2.10 –Ensaio edométrico duplo (ARAGÃO e MELO, 1982)

FUCALE (2000) também executou ensaios edométricos simples e duplo em solos de Petrolina. Na Figura 2.11 mostra-se o gráfico da variação do Índice de vazios versus tensão vertical de consolidação e da deformação volumétrica específica versus tensão vertical de consolidação, ambos da amostra AM-1 obtidos dos ensaios edométricos simples.

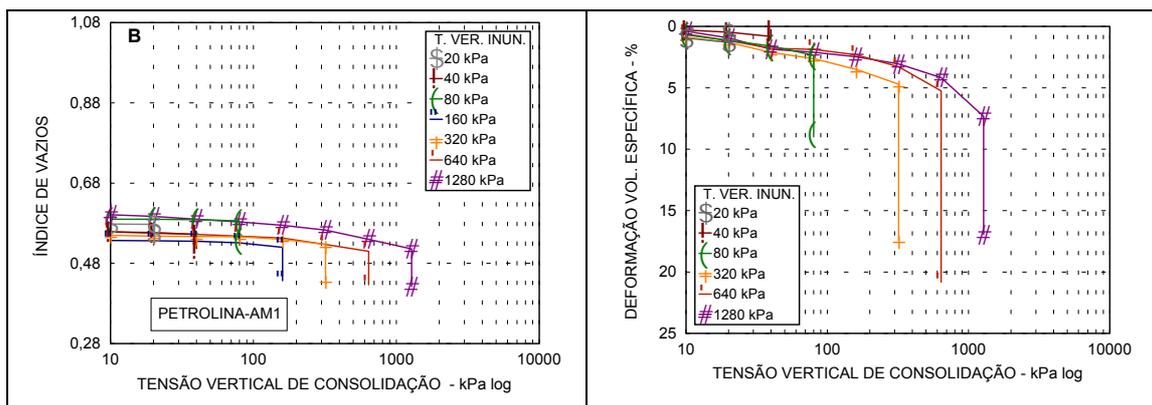


Figura 2.11 – Variação do Índice de vazios e da deformação volumétrica versus tensão vertical de consolidação das amostras AM-1(FUCALE, 2000).

O gráfico da Figura 2.12 mostra a variação do potencial de colapso e expansão com a tensão vertical de consolidação do trabalho de FUCALE (2000).

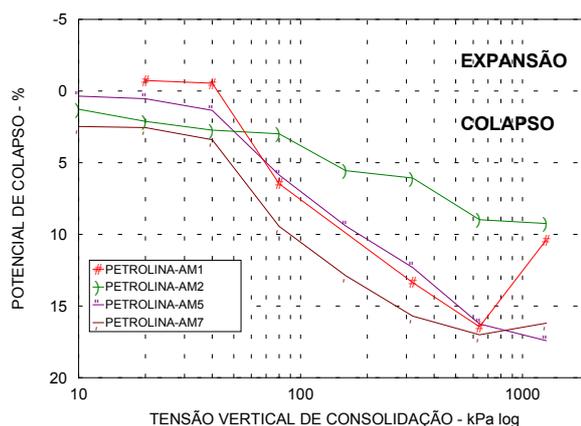


Figura 2.12 – Variação do potencial de colapso e expansão versus tensão vertical de consolidação das amostras AM1, AM-2, AM-5 e AM-7 (FUCALE, 2000)

Os potenciais de colapso das amostras AM-1 e AM-2 crescem com o acréscimo de tensão, atingindo um valor máximo na tensão de 640 kPa, enquanto as amostras AM-2 e AM-5 não apresentam comportamento de pico, crescendo, ambas, com a tensão vertical.

A variação dos índices de vazios e da deformação específica com a tensão vertical de consolidação, em amostras indeformadas, está apresentada, respectivamente nas Figuras 2.13 e 2.14.

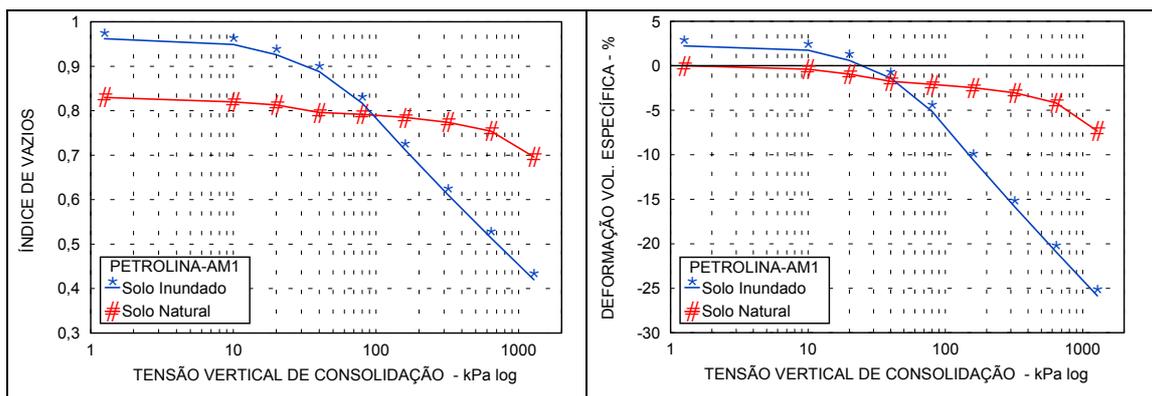


Figura 2.13 – Potencial de colapso e expansão versus tensão vertical de consolidação das amostras AM1, - Ensaio Duplo- (FUCALE, 2000).

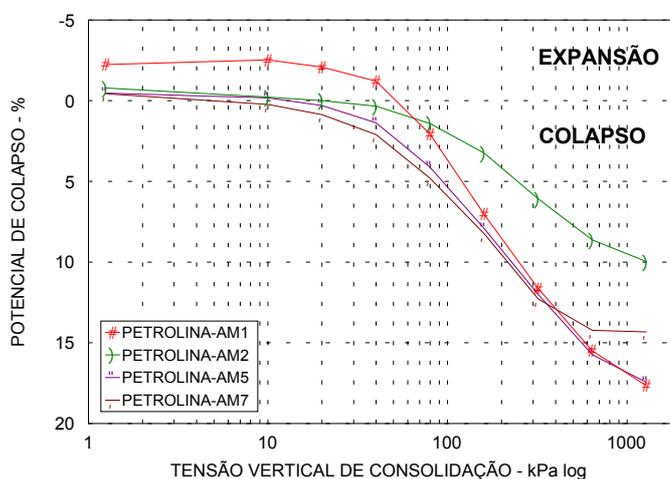


Figura 2.14- Variação do potencial de colapso e expansão versus tensão vertical de consolidação das amostras AM-1, AM-2, AM-5 e AM-7 – ensaio duplo. FUCALE (2000)

2.3. SOLOS EXPANSIVOS

Chama-se solo expansivo ou potencialmente expansivo àqueles solos não saturados que ao mudarem as condições de umidade seu volume pode aumentar ou diminuir, sendo esse fenômeno associado à presença de argilominerais do grupo 2:1, particularmente montmorilonita e ilitas.

2.3.1. Mecanismo de Expansão

O mecanismo de expansão depende do tipo de argilomineral, da disponibilidade de água, do tipo e quantidade de cátions trocáveis, da ordem de interação entre a água e estes cátions. Podem ser agrupados em três tipos básicos:

- a) atração das partículas de argila;
- b) hidratação dos átomos e
- c) repulsão osmótica.

2.3.1.1. Atração das partículas de argila

A forma do mineral e sua estrutura cristalina interna provocam as ligações atrativas de superfície entre os minerais de argila; entre estes minerais e água e entre eles e cátions.

A carga elétrica negativa da superfície da partícula de argila origina forças atrativas que atraem cátions e moléculas polares (como a água) e atuam como força de fixação da água da camada dupla.

O volume da água da camada dupla aumenta, até que ocorra uma variação de volume suficiente na massa de solo, pois a força de absorção de água pela partícula diminui com a distância à superfície desta.

A atração e fixação de moléculas ocorrem através da ligação de hidrogênio das moléculas de água à superfície do mineral e da atração dipolo-dipolo das moléculas de água (MITCHELL, 1993).

2.3.1.2. Hidratação de Cátions

A superfície negativa da partícula de argila atrai cátions que anulam sua carga negativa. Entretanto alguns cátions, após neutralizar a carga negativa da partícula, permanecem com uma certa quantidade de carga não neutralizada. Desta maneira, atraem moléculas de água através dos pólos negativos destas, que por meio de seus pólos positivos atraem outras moléculas.

Na hidratação de cátions ocorrem estas forças de atração sobre as moléculas de água e um aumento do raio iônico dos cátions, que promovem um aumento de volume da massa do solo.

2.3.1.3. Repulsão Osmótica

A repulsão osmótica é resultante dos gradientes de pressão desenvolvidos nas camadas duplas por variação na concentração iônica nestas camadas, pois a atração de

íons e moléculas de água é mais forte próximo à superfície da partícula, diminuindo com o aumento da distância a esta.

Quando o sistema argila-água-cátion é posto em contato com água de menor concentração iônica, a camada dupla atua como uma membrana semipermeável.

A água, então, tende a passar esta membrana para igualar, por osmose, as concentrações dos dois lados da membrana. O que resulta no aumento da espessura da camada dupla e, conseqüentemente, do volume da massa do solo.

2.3.2. Fatores que Influenciam na Expansão

Para que um solo sofra expansão é necessário que seja de natureza expansiva e que ocorra uma variação no seu estado de tensão interna (pressão total aplicada) ou externo (sucção ou pressão equivalente da água intersticial).

FERREIRA (1995) definiu fatores intrínsecos e extrínsecos. Os primeiros são próprios dos solos (composição mineralógica, textura, capacidade de troca catiônica, cátions trocáveis, estrutura dos solos); os segundos são impostos por fatores externos, tais como a climatologia, hidrogeologia, vegetação e até mesmo a atuação antrópica.

2.3.3. Solos Potencialmente Expansivos

Segundo SCHREINER (1987) citado em FERREIRA (1995) há registros de solos em Angola, Etiópia, Gana, Quênia, Nigéria, África do Sul, Canadá, Argentina, Peru, Venezuela, Estados Unidos, Austrália do Sul, Ilhas Rainha, Victória, China, Índia, Romênia, Espanha, Reino Unido, Israel, Jordânia e Arábia Saudita. No Brasil, os solos expansivos e suas ocorrências estão listados na Tabela 2.6.

Entre os solos sujeitos ao fenômeno de expansão estão os solos oriundos de rochas ígneas, basicamente, basaltos, diabases e gabros, onde os feldspatos e piroxênios se decompõem para formar montmorilonita e minerais secundários; solos oriundos de sedimentos com constituinte argilomineral montmorilonita, como por exemplo, os folhelhos, margas e calcários que se desagregam facilmente (FERREIRA, 1995).

Tabela 2.6 - Ocorrências de solos expansivos no Brasil (FERREIRA, 1995).

LOCAL	REFERÊNCIA	ORIGEM/CLASSE PEDOLÓGICA
Paulo Dutra - MA	FERREIRA (1988)	-
Parelhas - RN	LINS et al (1986)	Formação Seridó
Carnaíba - PE	FERREIRA (1988)	Complexo Monteiro/ Bruno não cálcico
Afrânio - PE	FERREIRA (1989)	Grupo Salgueiro/Cachoeirinha/Areia Quartzosa/Bruno não cálcico
Petrolina - PE	FERREIRA (1989)	Grupo Salgueiro/Areia Quartzosa/Bruno não Cálcico.
Cabrobó - PE	FERREIRA (1989)	Complexo Presidente Juscelino/Bruno não Cálcico
Salgueiro - PE	FERREIRA (1989)	Bruno não Cálcico
Serra Talhada - PE	FERREIRA (1989)	Complexo Monteiro/Bruno não Cálcico
Petrolândia - PE	FERREIRA (1989)	Areia Quartzosa
Ibimirim - PE	FERREIRA (1989)	Bruno não Cálcico
Paulista - PE	FERREIRA (1989)	Formação Maria Farinha
Olinda - PE	Costa Nunes et al (1982)	Formação Maria Farinha
Olinda - PE	Jucá et al (1992)	Formação Maria Farinha
Cabo - PE	Costa Nunes et al (1982)	Rochas Extrusivas Básicas
Reservatório de Itaparica - BA	Signer et al (1989) Vargas et al (1989)	Siltitos e Argilitos
Reservatório de Itaparica - BA	Santos e Marinho (1990)	Sedimentos da Bacia do Jatobá da Formação Aliança
Maceió - AL	FERREIRA (1988).	Bruno Não Cálcico
Juazeiro - BA	FERREIRA (1989)	Grupo Salgueiro
Recôncavo Baiano - BA	SIMÕES e COSTA FILHO (1981)	Grupos Ilhas e Santo Amaro e Formação São Sebastião/Vertisolo
Baía de Aratu - BA	BARRETO et al (1982)	Vertisolo
Barragem Anel de Dom Marco - RS	Costa Nunes et al (1976)	folhelhos/Siltitos
Salvador-Feira de Santana -BA	PRESA (1986)	Solos Residuais/Vertisolo
Recôncavo Baiano - BA	SIMÕES (1986)	Grupo Santo Amaro, Grupo Ilhas, Formação São
Campinas - SP	SÂMARA (1981)	Podzólico
Sudeste de SP e do PR	VARGAS et al (1989)	Formação Tubarão
Porto Alegre - RS	Vargas et al (1989)	Formação Rosário do Sul
Laranjeiras SE	GUSMÃO FILHO et al, 2002	Formação Barreiras
N. S do Socorro SE	GUSMÃO FILHO et al, 2002	Formação Barreiras
Grajaú MA	GUSMÃO FILHO et al, 2002	

2.3.4. Identificação de Solos Expansivos

SCHREINER (1987) citado por FERREIRA (1995) agrupou os métodos de identificação de solos expansivos em Métodos Indiretos e Métodos Diretos. Aqueles que recorrem à identificação através da granulometria, de índices físicos, dos limites de consistência ou parâmetros ligados à textura, composição e comportamento dos solos são chamados de Métodos Indiretos. Métodos Diretos são aqueles baseados na medida de expansão induzida ou tensão necessária para impedi-la realizando-se mediante ensaios do tipo edométrico. A Tabela 2.7 apresenta os métodos indiretos enquanto a Tabela 2.8 mostra os métodos diretos.

Tabela 2.7 - Métodos indiretos de identificação e quantificação da expansividade dos solos (FERREIRA, 1995).

SUBDIVISÃO	BASE PARA DEFINIÇÃO DO CRITÉRIO	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS
IDENTIFICATIVOS	Difração de raios-X; Microscopia eletrônica de Varredura Análise Termo-diferencial; Adsorção de etileno-glicol Físico-químico	CARCEDO et al (1986) FINK et al (1971)
QUALITATIVOS	Granulometria, consistência e índices Físicos e classificação geotécnica.	PRIKLONSKIJ (1952), SKEMPTON (1953), SEED et al (1962), VAN DER MERWE (1964), CHEN (1965), VIJAYVERVIYA E GHAZZALY (1973), RODRIGUEZ ORTIZ (1975) e CUELLAR (1975)
ORIENTATIVOS	Geologia, geomorfologia, Pedologia e identificação visual.	PATRICK e SNETHEN (1976), CARCEDO et al (1986), FERREIRA (1990 e 1993)

Tabela 2.8 - Métodos diretos de identificação e quantificação da expansividade dos solos (FERREIRA, 1995).

AVALIATIVOS	Ensaio de expansão de Lambe	LAMBE (1960)
QUANTITATIVOS	Expansão livre e tensão de expansão; Ensaio edométrico simples e duplos; Ensaio edométrico de sucção controlada	SEED et al (1962), CHEN (1965), VIJAYVERVIYA e GHAZZALY (1973), RODRIGUEZ ORTIZ (1975) , CUELLAR (1975) e JIMENEZ SALAS (1980) ESCARIO (1967 e 1969), AITCHISON et al (1973), JOHNSON (1978) e McKEEN (1980)

2.3.5. Método de SEED et al (1962)

SEED et al (1962) apud MITCHELL (1993) usando misturas compactadas artificiais de areia-argilominerais e depois levadas a expandir obtiveram uma equação que correlaciona o potencial de expansão com a atividade do solo e sua fração granulométrica menor que 0,002 mm:

$$S = 3,6 \times 10^{-5} \times A^{2,44} \times C^{3,44} \quad (\text{Equação 2.6})$$

Onde

S = potencial de expansão

A = atividade do solo como definida por SKEMPTON (1953) citado em CAPUTO (1986);

C = fração granulométrica menor que 0,002 mm (argila na Escala Internacional)

A partir da Equação 2.6 elaborou-se um gráfico, onde se separou por zonas de potencial de expansão "muita alta", "alta", "média" e "baixa" sendo apenas necessário entrar com os valores da fração menor que 0,002 mm e com a atividade do solo para classificar-lo. O valor do potencial de expansão pode ser calculado pela Equação 2.6.

2.3.6. Solos Expansivos de Petrolina

A ocorrência de solos expansivos em Petrolina foi registrada por FUCALE (2000) numa amostra denominada de AM-1. Essa amostra apresentou expansão no ensaio edométrico para tensões de 20 e 40 kPa, apresentando colapso para tensões superiores. Na Figura 2.15 - mostra-se a Carta de Plasticidade-Atividade do solo de Petrolina onde se observa que a amostra situa-se sobre a linha A (carta de Plasticidade) e considerada de média atividade pelo critério de SKEMPTON (1953) citado em CAPUTO (1986). Na Figura 2.16 mostra-se o critério de SEED et al (1962), onde se observa que a amostra situa-se na zona de baixo potencial de expansão.

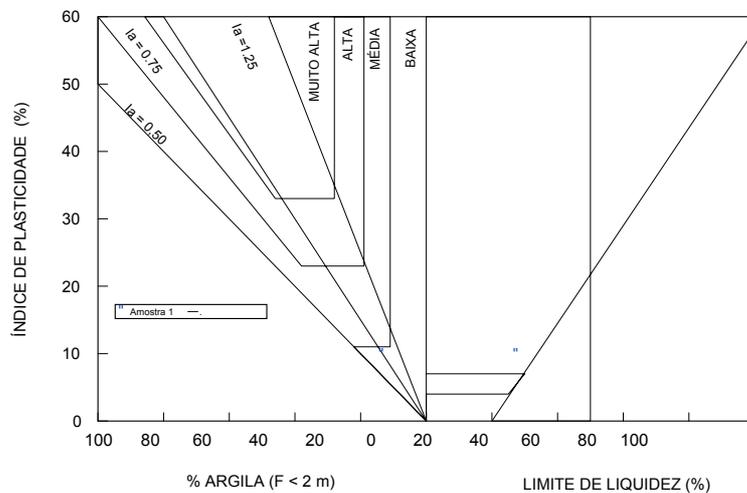


Figura 2.15 -Carta de Plasticidade-Atividade - Petrolina VARGAS et al (1989)

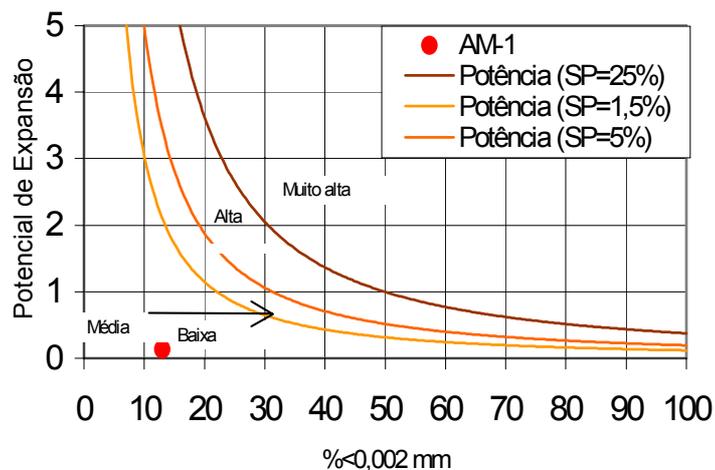


Figura 2.16 – Potencial de expansão do solo de Petrolina – Método de SEED et al (1962)

2.4. ELABORAÇÃO DAS CARTAS DE SUSCETIBILIDADE AO COLAPSO E EXPANSÃO PARA O MUNICÍPIO DE PETROLINA - METODOLOGIA

2.4.1. Introdução

Segundo MARANGON (2001), nos últimos anos, o uso das informações contidas nos mapas pedológicos deixou de ser restrito à agricultura. A utilização de dados pedológicos para fins não agrícolas é prática consagrada em outros países tendo sido introduzido no Brasil pelo Professor Medina em 1961 e posteriormente pelo professor Nogami em 1963.

MARANGON (2001) cita vários trabalhos que envolvem a elaboração de cartas utilizando os mapas pedológicos: DAVISON DIAS (1995) op.cit., cruzou informações pedológicas com o substrato geológico para estimativa de unidades geotécnicas visando o conhecimento necessário do meio físico, objetivando fornecer subsídio aos estudos de problemas nas mais diversas aplicações em obras de engenharia,

Inúmeros trabalhos visando a análise do meio físico vêm sendo desenvolvidos a partir de uma metodologia que se apóia na integração de dados diversos, em particular os de natureza pedológica obtida em levantamentos de campo para obtenção das informações dos solos locais. Esta tarefa tem sido significativamente auxiliada, nos últimos anos, pelo uso do sistema de informações geográficas (SIG) para o processamento de diversos dados de análise. O resultado de cruzamento de mapas temáticos tem viabilizado, de forma relativamente simples, a elaboração de cartas de suscetibilidade, podendo-se citar o trabalho de GREECHI e PEJON (1998) op. cit, que consistiu na elaboração de uma modelagem SIG buscando caracterizar uma área dentro da bacia de drenagem do rio Piracicaba – SP quanto à suscetibilidade natural ao desenvolvimento de erosões lineares. Partiu-se de reclassificação de informações pedológicas (identificadas sete unidades pedológicas, hierarquizadas em quatro diferentes níveis de suscetibilidade), informações geológicas, de declividade, de densidade e hidrográficas, definindo-se os grupos a serem considerados, com comportamento semelhante frente ao processo erosivo para cada parâmetro analisado, tendo sido atribuído uma ponderação relativa entre os diversos fatores, obtendo-se, por conseguinte a carta de suscetibilidade pretendida – MARANGON (2001)

FERREIRA (1993) publicou um trabalho no qual relacionava o potencial de colapso e expansão com a pedologia dos solos de Pernambuco. FERREIRA (2000) desenvolveu uma pesquisa na qual relacionava a suscetibilidade ao colapso e à expansão dos solos de Pernambuco com as características geológica, pedológica e climática. Do cruzamento desses mapas temáticos originaram-se as cartas de suscetibilidade de ocorrências de solos colapsíveis e expansivos com base nos mapas de geologia, pedologia e dados climáticos.

VASCONCELOS (2001) na sua dissertação de mestrado usou a metodologia de FERREIRA (2000) fazendo os cruzamentos de mapas temáticos gerados no programa gráfico AutoCAD, donde obteve as cartas de suscetibilidade de ocorrências de solos colapsíveis e expansivos na escala de 1:1.500.000 do estado de Pernambuco.

Nos itens que se seguem, será descrito sucintamente o método de FERREIRA (2000).

2.4.2. Cartas de Suscetibilidade ao Colapso e Expansão com base em Mapa Geológico.

FERREIRA (2000) e posteriormente VASCONCELOS (2001) elaboraram cartas de suscetibilidade ao colapso e expansão dos solos baseados no mapa de geologia para o estado de Pernambuco da Secretaria de Ciência, Tecnologia e Meio Ambiente – SECMA, atual Secretaria de Recursos Hídricos – SRH, publicado em 2000.

As unidades geológicas de Pernambuco foram identificadas e agrupadas. Os critérios que determinaram se uma determinada unidade geológica era ou não geradora de um solo colapsível ou expansivo foram baseados na sua composição mineralógica primária, nos prováveis produtos do intemperismo e presença ou não de feldspatos, micas e minerais félsicos (contendo quartzo e feldspato), no tipo de formação dos sedimentos, etc. A partir destas informações, FERREIRA (2000) apresentou uma relação entre as unidades geológicas e a suscetibilidade de ocorrência de solos colapsíveis e expansivos, classificados em uma escala de valores (alta, média e baixa).

A Tabela 2.9 mostra a relação entre as unidades geológicas do estado de Pernambuco e sua suscetibilidade de ocorrência de solos colapsíveis ou expansivos, de acordo com o trabalho de pesquisa de FERREIRA (2000).

Tabela 2.9 – Unidades geológicas versus Suscetibilidade ao colapso e expansão VASCONCELOS (2001)

UNIDADES GEOLÓGICAS	Suscetibilidade a expansão	Suscetibilidade ao colapso
Aluviões e sedimentos costeiros quaternários	Baixa	Baixa
Coberturas arenosas	Baixa	Alta
Formação Barreiras	Média	Média
Formação Maria Farinha	Alta	Baixa
Formação Gramame	Alta	Baixa
Formação Beberibe	Média	Alta
Formação Ipojuca	Alta	Baixa
Formação Estiva	Alta	Baixa
Formação Cabo	Alta	Baixa
Formação Exu	Baixa	Alta
Formação Santana	Alta	Baixa
Formação Marizal	Baixa	Alta
Formação São Sebastião	Alta	Baixa
Formação Ilhas	Média	Média
Formação Candeias	Alta	Alta
Formação Sergi	Baixa	Alta
Formação Aliança/ Fm. Brejo Santo	Alta	Baixa
Formação Inajá	Alta	Baixa
Formação Tacaratu/ Fm. cariri	Baixa	Alta
Granitos/ Granodioritos/ Sienitos	Baixa	Média
Grupo Cachoeirinha (Filitos e xistos)	Média	Baixa
Grupo Salgueiro (Micaxistos, quartzitos, calcários)	Média	Baixa
Unidades Quartzíticas de Garanhuns	Baixa	Média
Complexo Gnássico-Migmatítico (gnaisse, migmatito)	Média	Baixa
Granitos/ Sienitos/ Gabros	Baixa	Média
Complexo Migmatítico-Granitóide (granito, migmatito)	Baixa	Média

2.4.3. Cartas de Suscetibilidade ao Colapso e Expansão com Base em Mapa de Pedologia

Para correlacionar solos colapsíveis e expansivos com as classes pedológicas, FERREIRA (1993) fez um levantamento em trabalhos publicados abordando os temas colapso e expansão, identificando os solos envolvidos e suas características de solos colapsíveis e expansivos.

Os dois levantamentos acima permitiram a criação de três matrizes de dados: matriz característica dos solos colapsíveis; idem para solos expansivos e uma matriz para as características das classes pedológicas. Estas três matrizes foram inter-relacionadas com o propósito de se obterem duas outras de características comuns que possibilitassem a identificação da potencialidade da classe pedológica apresentar ou não solos colapsíveis e/ou expansivos. As matrizes de dados resultantes das características dos solos colapsíveis e expansivos possibilitaram a seleção de classes de solos em que há possibilidade da ocorrência de solos colapsíveis e/ou expansivos. As três matrizes e o produto das inter-relações é mostrado esquematicamente na Figura 2.17.

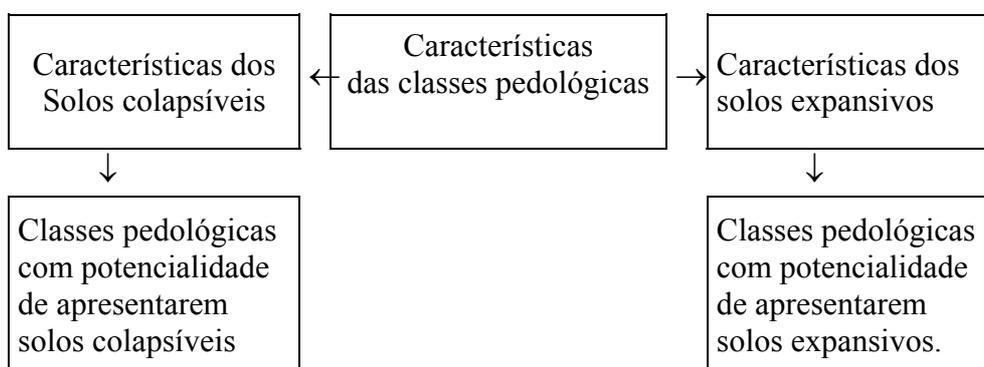


Figura 2.17- Relação das matrizes de dados

VASCONCELOS (2001), baseada nesta proposta e tomando por base o mapa de solos do estado de Pernambuco, publicado pela SUDENE em 1973, elaborou cartas de suscetibilidade ocorrência de solos colapsíveis e expansivos para o estado de Pernambuco acrescentando nas matrizes resultantes, explicada acima, os atributos “alto”, “médio” e “baixo” relacionados a alta, média e baixa suscetibilidade, respectivamente.. Na Tabela 2.10 apresenta-se uma correlação da classe pedológica versus suscetibilidade ao colapso ou expansão.

Tabela 2.10 Classes pedológicas versus suscetibilidade ao colapso e expansão (modificado, VASCONCELOS (2001))

HORIZONTES	CLASSE PEDOLÓGICA	SÍMBOLO	GRAU DE SUSCETIBILIDADE	
			EXPANSÃO	COLAPSO
Horizonte B Latossólico	Latossolo Amarelo	LA	Baixo	Médio
	Latossolo vermelho Amarelo	LV	Baixo	Médio
	Latossolo Vermelho	LE	Baixo	Médio
	Latossolo Roxo	LR	Baixo	Baixo
	Latossolo Bruno	LB	Baixo	Médio
	Latossolo Férrico		Baixo	Baixo
	Latossolo Uno		Baixo	Baixo
Horizonte B Textural	Terra Roxa estruturada	TR	Baixo	Médio
	Terra Bruna Estruturada	TB	Baixo	Baixo
	Podzólico Vermelho-Escuro	PE	Baixo/Alto*	Médio
	Podzólico Vermelho-Amarelo	PV	Baixo/ Alto*	Baixo
	Podzólico-Amarelo	PA	Baixo	Baixo
	Podzólico-Acizentado		Baixo	Baixo
	Rubrozém	RB	Alto	Baixo
	Brunizém Avermelhado	BV	Alto	Baixo
	Podzólico Bruno-Acizentado	PB	Alto	Baixo
	Bruno Não Cálcico	NC	Alto	Baixo
	Planassolo	PL	Baixo/ Alto*	Baixo
Horizonte B Solonézico	Solonetz-Solodizado	SS	Alto	Baixo
Horizonte B Podzol	Podzol	P	Baixo	Alto
	Podzol Hidromófico	HP	Baixo	Baixo
Horizonte B Câmbico	Cambissolo	C	Baixo/ Alto*	Baixo
	Brunizém	B	Alto	Baixo
Horizonte Plíntico	Plintossolo		Baixo/ Alto*	Baixo
Horizonte Glei	Glei Húmico	GH	Baixo	Baixo
	Glei Pouco Húmico	HGP	Baixo	Baixo
Horizonte B Sálco	Solonchak	SK	Baixo	Baixo
Solos sem Horizonte B ou pouco desenvolvido Hidromórfico	Areias Quartzosas	AQ	Baixo	Alto
	Areias Marinhas	AM	Baixo	Alto
	Solos Aluviais	A	Médio	Médio
	vertissolos	V	Alto	Baixo
	Solo Litólico	R	Médio	Baixo
	Rendizina	RZ	Alto	Baixo
	Regossolos		Baixo	Médio
Solos Orgânicos	HO	Baixo	Baixo	

*o valor alto ou baixo depende da atividade alta (Ta) ou baixa (Tb) dos solos.

2.4.4. Cartas de Suscetibilidade ao Colapso e Expansão com Base em Dados Climáticos

O clima é fundamental no processo de variação de volume dos solos não saturados metaestáveis. Variações climáticas provoca ciclos de ressecamento e umedecimento do solo. A expansividade e colapsibilidade se manifestam em função da mudança de umidade. As zonas de suscetibilidade à expansão e de colapso coincidem com áreas climáticas deficitárias de umidade, principalmente em climas áridos, VASCONCELOS (2001).

Para quantificar o efeito do clima nos solos, FERREIRA (2000) utilizou-se a classificação de clima de Thornthwaite.-THORNTWAITE e MATHER (1955) op. cit., o qual fornece um índice que relaciona os dados de precipitação, temperatura, altitude, coordenadas geográficas e capacidade de armazenamento de água no solo. Na Tabela 2.11 mostram-se os tipos climáticos obtidos de acordo com o valor do índice de Thornthwaite e o grau de suscetibilidade ao colapso e a expansão, segundo o trabalho de FERREIRA (2000).

Tabela 2.11 – Classificação climática segundo Thornthwaite relacionados com a suscetibilidade ao colapso e expansão, segundo FERREIRA (2000).

Índice	Clima	Suscetibilidade
> 100	Super úmido	Baixa
100 a 20	Úmido	Baixa
20 a 0	Sub úmido	Baixa
0 a -20	Seco	Média
-20 a -40	Semi-árido	Alta
< -40	árido	alta

2.4.5. Cartas de Suscetibilidade ao Colapso e Expansão devido a Interseção dos Temas Geologia, Pedologia e Clima.

A elaboração das cartas de suscetibilidade ao colapso e a expansão é feita pela interseção dos temas geologia, pedologia e clima, envolvidos no modelo FERREIRA (2000). O processo de interseção é feito considerando os graus de suscetibilidade (“Alto”, “Médio” ou “Baixo”) em cada tema. Foi criado um modelo simples que

correlaciona a média de suscetibilidade dos três temas envolvidos e o grau de suscetibilidade final da região, O processo de interseção dos temas é sumarizado na Tabela 2.12, a qual representa a possibilidade de ocorrência de todos os casos possíveis de ocorrer, isto é, representa a combinação dos temas geologia, pedologia e clima.

Tabela 2.12. – Definição da suscetibilidade final ao colapso e à expansão - VASCONCELOS (2001)

TEMAS			SUSCETIBILIDADE	
GEOLOGIA	PEDOLOGIA	CLIMA	COLAPSO	EXPANSÃO
Alta	Alta	Alta	Alta	Alta
Alta	Alta	Média	Alta	Alta
Alta	Alta	Baixa	Média	Média
Alta	Média	Alta	Alta	Alta
Alta	Média	Média	Média	Média
Alta	Média	Baixa	Média	Média
Alta	Baixa	Alta	Média	Alta
Alta	Baixa	Média	Média	Média
Alta	Baixa	Baixa	Baixa	Média
Média	Alta	Alta	Alta	Alta
Média	Alta	Média	Média	Média
Média	Alta	Baixa	Média	Média
Média	Média	Alta	Média	Média
Média	Média	Média	Média	Média
Média	Média	Baixa	Média	Média
Média	Baixa	Alta	Média	Média
Média	Baixa	Média	Baixa	Média
Média	Baixa	Baixa	Baixa	Baixa
Baixa	Alta	Alta	Alta	Média
Baixa	Alta	Média	Média	Média
Baixa	Alta	Baixa	Média	Baixa
Baixa	Média	Alta	Média	Média
Baixa	Média	Média	Média	Baixa
Baixa	Média	Baixa	Baixa	Baixa
Baixa	Baixa	Alta	Baixa	Baixa
Baixa	Baixa	Média	Baixa	Baixa
Baixa	Baixa	Baixa	Baixa	Baixa

2.5. CARACTERÍSTICAS FISIOGRAFICAS DE PETROLINA

A cidade de Petrolina está situada à margem esquerda do rio São Francisco e dista da capital do estado, em linha reta, 637 Km, no rumo W.SW. A sede do município está localizada na Latitude 9°23'55" e Longitude 40° 30'03" (IBGE, 2001), estando a uma altitude de 377 metros.

Dados do IBGE (2001) também mostram que Petrolina conta com uma população de 218.336 habitantes e uma área de 4.737 Km².

2.5.1. Situação Sócio-Econômica

O município de Petrolina é um dos principais pólos econômicos da região do médio São Francisco. Possui um bom nível educacional que se estende desde as escolas primárias, cursos profissionalizantes de grau médio até universitário. É provido de um aeroporto servido por linhas aéreas regulares, com vôos diários pra Recife e Salvador, uma satisfatória rede médico-hospitalar e um distrito industrial que produz têxteis, refrigerantes, sucos, vinhos, concentrados de tomate, massas alimentícias, cerâmicas, etc. A principal atividade econômica diz respeito a agricultura desenvolvida segundo técnicas modernas, com o plantio de variadas culturas (uva, manga, tomate, cebola, melão, banana, aspargo, etc) com produtividade e padrão de qualidade superior, objetivando principalmente o mercado exterior e o sul do país (ANGELIM, 1997).

2.5.2. Clima e Vegetação

Segundo FERREIRA (2000), na classificação de Köppen, o clima do município de Petrolina é enquadrado como semi-árido quente (BShw') e como Dr B'3 (semi-árido) e Dr A'(árido) na classificação Thornthwaite Na Figura 2.18 mostra-se o mapa de Petrolina com base nesse último método. As temperaturas são muito uniformes durante todo o ano, acima de 18°C, com média diária de 25-35°C. A altitude média do município é 450 m, a precipitação média anual está entre 400 e 600 mm, concentrada no período de dezembro a abril e a evaporação (observada em tanque Classe A) em torno de 2715 mm por ano (EMBRAPA, 2000). A Tabela 2.13 mostra as temperaturas máximas, mínimas e médias mensal que estão representadas na Figura 2.19. A Tabela 2.14 mostra a precipitação, a evaporação (tanque) e a evapotranspiração média mensal representadas graficamente na Figura 2.20. Nota-se na Tabela 2.14 e Figura 2.20 que no período de junho a outubro, a evaporação medida em tanque atinge seus valores mais altos enquanto que a precipitação apresenta seus menores índices para este mesmo período. Os dados das tabelas referenciam-se ao período de 1975 a 2001.

Devido às características climáticas, a vegetação é constituída por plantas xerófilas, isto é, vegetais que se identificam por possuírem um sistema de reserva

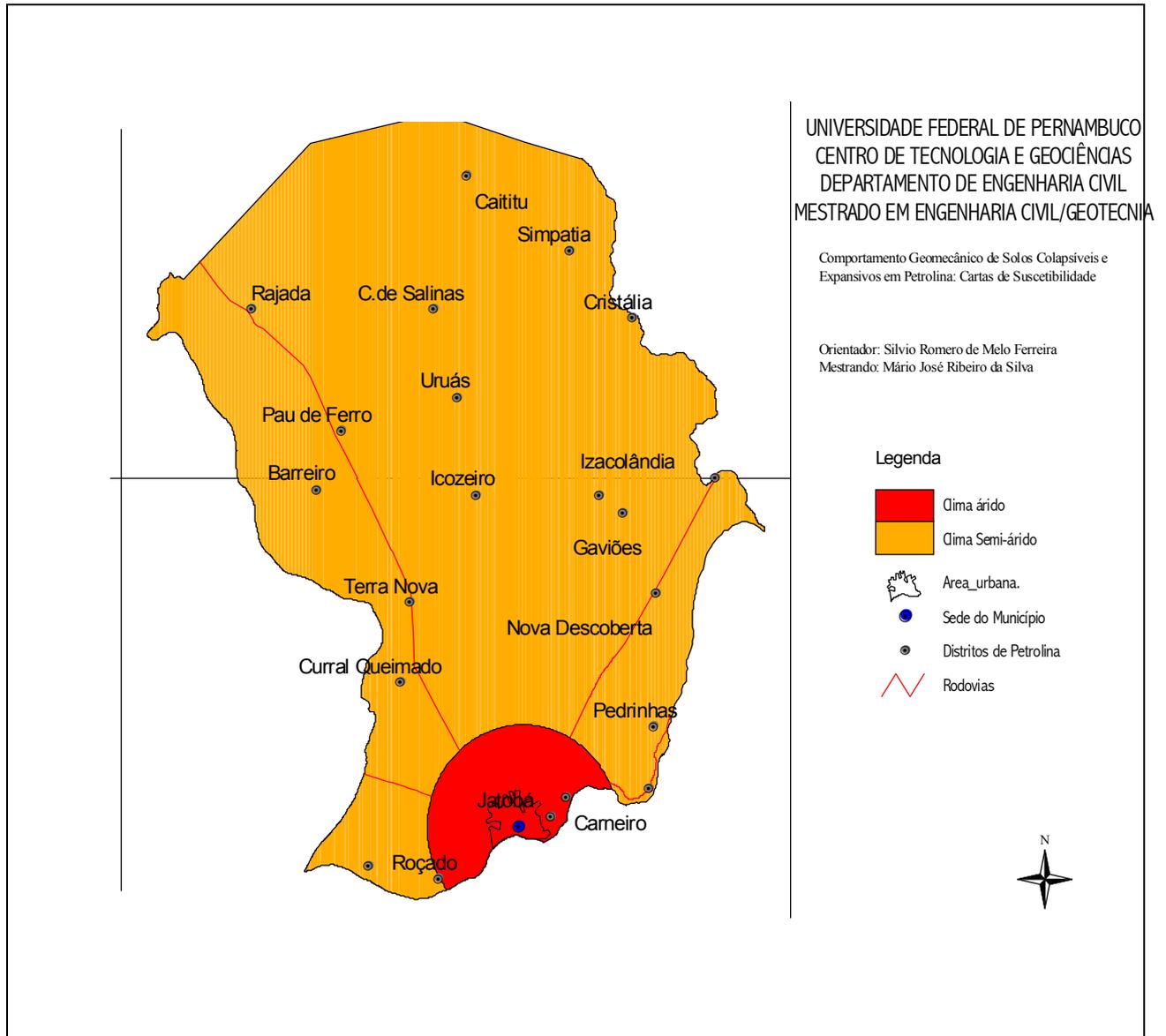


Figura 2.18 – Tipos climáticos (Segundo Thorthwaite) do município de Petrolina (Modificado de FERREIRA, 2000)

alimentícia bem desenvolvido, com proteção nos caules, principalmente, e nas folhas, a fim de diminuir a transpiração, com eliminação de folhas durante o período de estiagem. Esta vegetação é conhecida como Caatinga sendo representada pela família das cactáceas, bromeliáceas e arbustos tais como macambira, marmeleiro, catingueira, xique-xique, facheiro, jurema-preta etc. Destacam-se algumas árvores de médio porte (Umbuzeiro, quixabeira, juazeiro, aroeira, baraúna etc.) que vicejam ao longo dos vales dos rios e riachos, em razão da maior concentração de umidade (ANGELIM, 1997).

Tabela 2.13 – Temperaturas máxima, mínima e média mensal – EMBRAPA (2001)

Mês	Jan	Fev	Mar	Abr	Mai	Jun	Jul	Ago	Set	Out	Nov	Dez	
Temperatura(°C)	Máx	32,5	32,5	32,1	31,6	31,0	29,9	29,7	31,0	32,6	31,2	34,0	33,2
	Min	21,6	21,8	21,5	21,2	20,1	19,0	18,3	18,7	20,1	21,4	22,1	22,0
	Méd	26,8	26,7	26,4	26,1	25,5	24,4	24,0	24,7	24,4	27,6	27,9	27,3

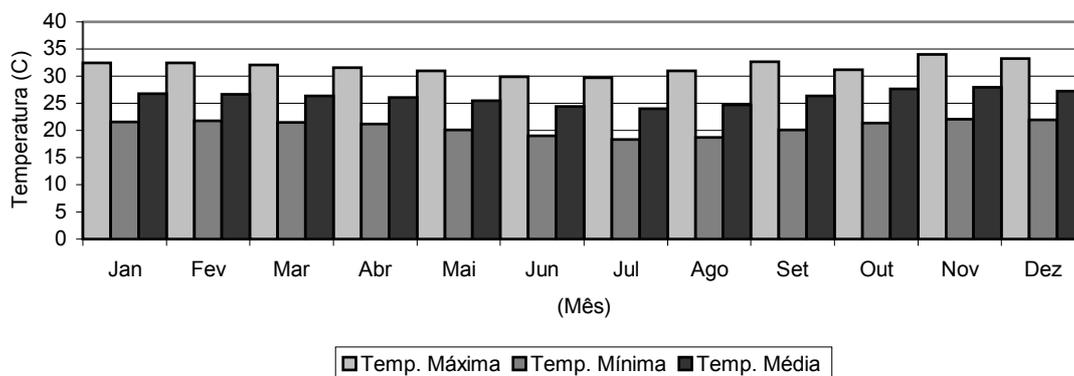


Figura 2.19- Temperatura máxima, mínima e média mensal de Petrolina –EMBRAPA (2001)

Tabela 2.14 – Precipitação Evaporação e Evapotranspiração Média Mensal.

Mês	Jan	Fev	Mar	Abr	Mai	Jun	Jul	Ago	Set	Out	Nov	dez
Prec. (mm)	76,7	81,8	133,7	65,9	22,0	10,5	9,1	3,8	5,5	10,6	52,3	66,4
Evaptr. (mm)	149,7	133,1	141,4	123,0	106,9	87,9	85,1	95,4	121,3	149,6	150,5	150,3
Evap. (mm)	226,3	204,4	198,4	189,0	183,0	180,0	204,6	248,0	273,0	297,0	270,0	241,8

Evap.= evaporação de tanque Classe A, Prec. = precipitação, Evaptr.= evapotranspiração

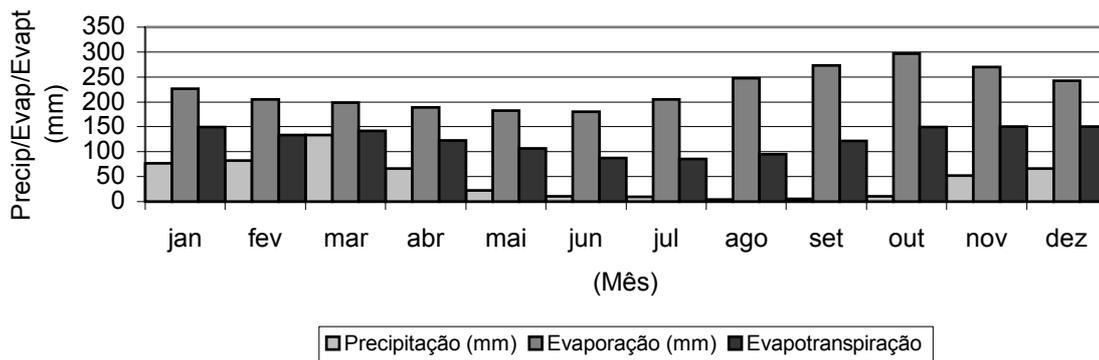


Figura 2.20 Precipitação, evaporação e evapotranspiração média mensal.

2.5.3. Geologia

A geologia de Petrolina é representada por rochas cristalofílicas do embasamento pré-cambriano, além de depósitos aluviais recentes. O complexo rochoso do embasamento é constituído por duas representações estratigráficas e geoestruturais. A primeira, a mais antiga, faz parte do Pré-Cambriano Indiviso, sendo representado pelo Complexo Migmatítico-Granítico – PCmi – caracterizado pela predominância de migmatíticos estromáticos, nebulísticos, diadisíticos e polimigmatitos com paleossoma anfibólicos e neossoma quartzo-feldspático. A segunda, do Pré-Cambriano, constitui-se a Faixa de Dobramentos Riacho do Pontal, sendo representado pelo grupo Salgueiro e constituído litologicamente por biotita-xisto ou xisto a duas micas – PCAsx, incluindo Calcário Cristalino e Quartzitos, estando presentes gnaisses a duas micas ou biotita-gnaisses – PCAsgn. Os depósitos mais recentes são representados pelos aluviões arenosos na margem do rio São Francisco. A Figura 2.21 representa o mapa de geologia do município de Petrolina recortado do mapa geológico do estado de Pernambuco, sendo este da Secretaria de Tecnologia, Ciências e Meio Ambiente do estado de Pernambuco (2000).

2.5.4. Geomorfologia

O município de Petrolina está inserido numa grande unidade de paisagem, definida pela EMBRAPA (2002) como Depressão Sertaneja, que se localiza em torno do Planalto Sertanejo com declives em direção aos fundos dos vales e litoral. Segundo BRASIL (1983) citado pela EMBRAPA (2002), a porção estende-se ao sul da Chapada do Araripe a partir do nível aproximado de 500m descendo gradativamente para o sul. A

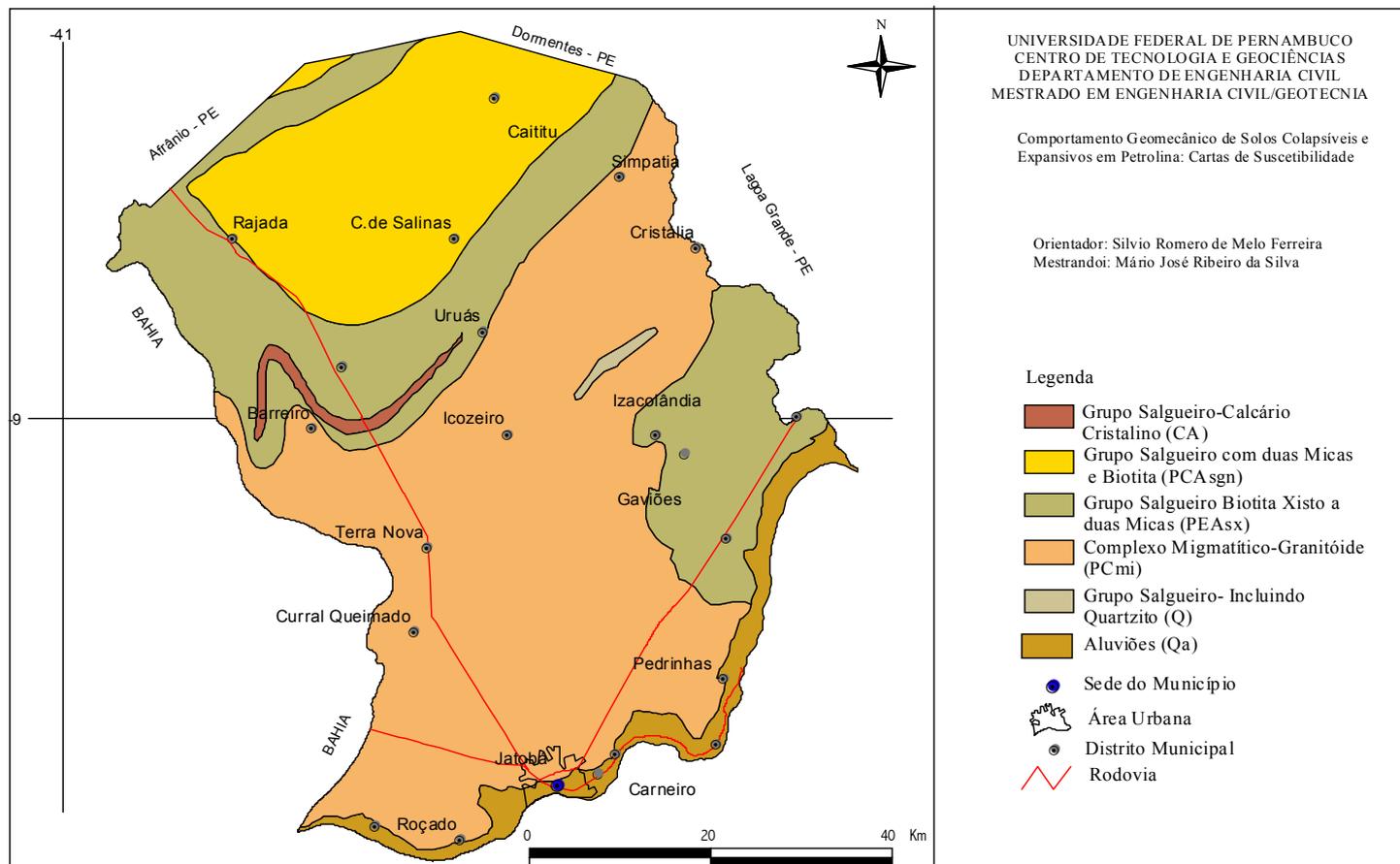


Figura 2.21 – Mapa de Geologia de Petrolina (Modificado de FERREIRA, 2000)

morfologia apresenta-se por vezes conservada, mas grande parte submetida a um processo de dissecção à medida que aumenta a densidade de drenagem.

As características desta unidade de paisagem estão relacionadas com a diversificação litológica devido a ocorrências de rochas cristalinas e sedimentares de diversas origens e idades.

A Depressão Sertaneja foi dividida em onze unidades geoambientais das quais dez fazem parte de Petrolina. Uma revisão sucinta dessas unidades é apresentada a seguir e detalhado no mapa da Figura 2.22.

Chapadas Pouco Dissecadas

Esta unidade geoambiental corresponde aos topos planos das chapadas baixas, apresentando pouco dissecamento onde os solos são predominantemente de textura média e profundos. Os solos desta unidade são os Latossolos (Amarelo e Vermelhos) e os Podzólicos (Amarelos e Vermelho-amarelo) e corresponde a 33% da área de Petrolina.

Várzeas e Terraços

Esta unidade caracteriza-se pela presença de superfícies aplainadas localizadas ao longo das calhas dos rios que cortam a Depressão Sertaneja. Nestas áreas predominam solos aluviais, geralmente profundos, ocupando cerca de 4% da área do município. Os solos ocupam as áreas das cotas mais baixas da paisagem, apresentando, inclusive, riscos de inundações periódicas.

Chapadas Baixas Dissecadas

Esta unidade apresenta relevo variando de suave ondulado a ondulado. Os solos dominantes são Podzólicos (Amarelo e Vermelho-Amarelo), correspondendo a uma área de 17% do município.

Pediplanos Arenosos

Os Pediplanos Arenosos ocupam uma área menor que 1% na paisagem de Petrolina. Apresenta altitude variando de 200m a 400m e constituem superfícies claras, compreendendo solos arenosos, medianamente profundos com predomínio dos regossolos associados a areias Quartzosas.

Superfícies Retrabalhadas

Correspondendo a cerca de 33% da área do município, esta unidade geoambiental é formada por áreas que sofreram intenso retrabalhamento. Apresenta relevo variando de plano a ondulado onde ocorrem solos avermelhados, profundos a pouco profundos, estando presentes os Podzólicos Vermelhos-Amarelo.

Pediplanos Avermelhados de Textura Média e Argiloso

É caracterizada por solos avermelhados de textura argilosa que ocorrem em relevo variando de plano a suave ondulado, ocupando uma área no município de pouco mais de 0,5%. Os solos presentes são os Vertissolos, os Cambissolos e os Podzólicos Vermelho-Escuro.

Pediplanos com problemas de sais e de drenagem

Os pediplanos desse ambiente apresentam relevo plano abaciado, acompanhando os rios e riachos da Depressão Sertaneja, onde predominam solos pouco profundos, com deficiência de drenagem. Os solos presentes são os Planossolos Solódicos e ocupam cerca de 7% da área do município.

Dunas do São Francisco

Ocupando pequena área (menor que 0,5% da área de Petrolina) são constituídos por sedimentos em forma de colina ou elevações de areias trabalhadas pela ação do vento. Os solos presentes são as Areias Quartzosas.

Serras e Serrotes

Corresponde às elevações em forma de serra e serrotes comumente apresentando e expondo afloramentos de rochas. Em Petrolina, esta paisagem apresenta apenas solos Litólicos e ocupa uma área de pouco mais de 1%.

Superfícies Arenosas do São Francisco

Corresponde a um depósito de material arenoso sedimentar preenchendo uma grande fossa, entre rochas cristalinas. Apresenta superfície aplanada em forma de chapada, com vales abertos e relevo variando de plano a suave ondulado, onde se desenvolvem solos muito profundos e fortemente drenados. Predominam as Areias Quartzosas ocupando uma área pouco maior do que 3%.

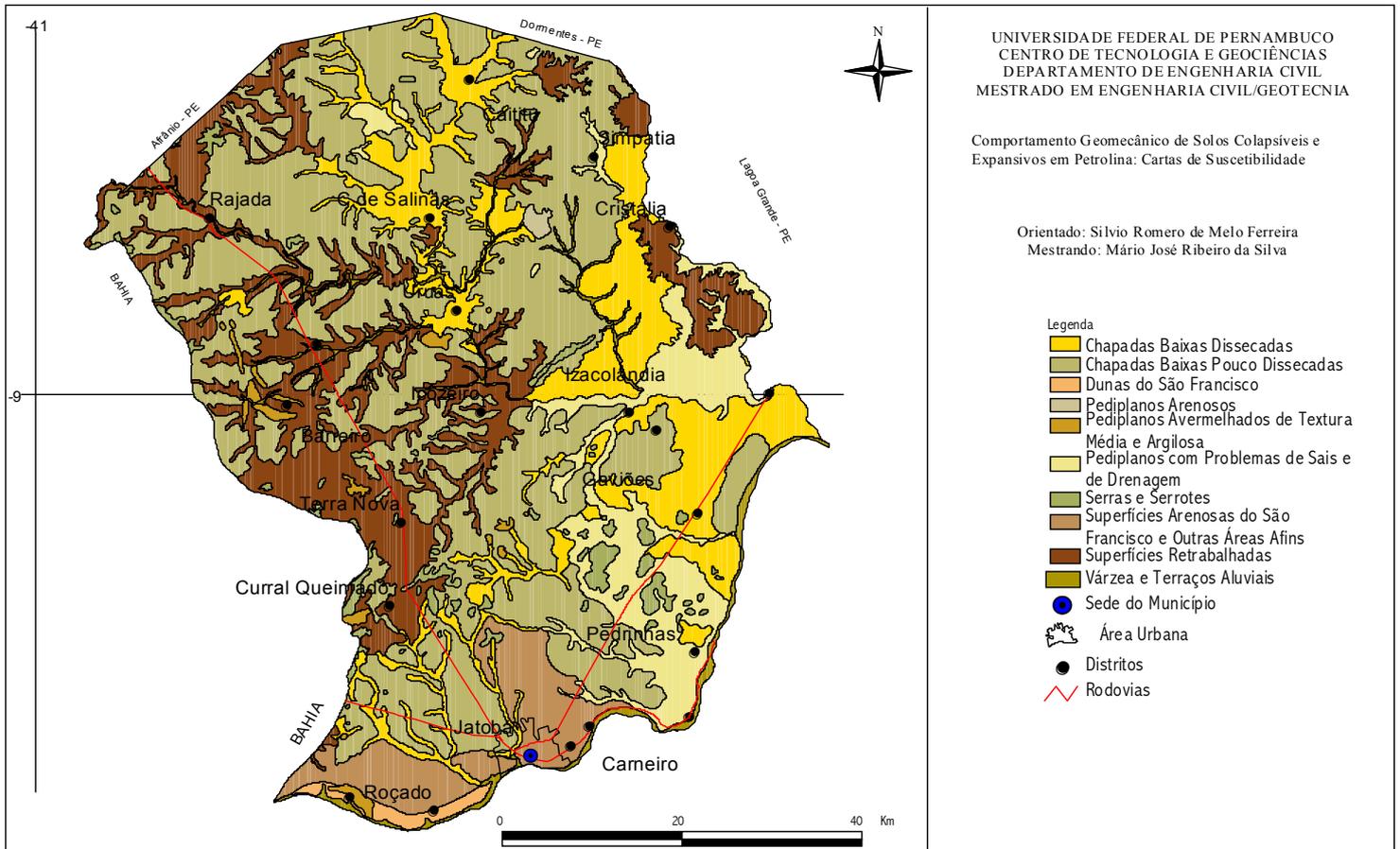


Figura 2.22 – Mapa de Geomorfologia de petrolina (Modificado da EMBRAPA, 2000)

2.5.5. Pedologia

As principais classes de solos presentes no município de Petrolina são: Latossolos, Podzólicos, Planassolos, Cambissolos, Vertissolos, Regossolos, solos Aluviais, Areias Quartzosas e solos Litólicos além de afloramento de rochas. Cada unidade de solo é, na verdade, constituída por associações de solos em que apenas as componentes principais são referenciadas. Na Tabela 2.15 são apresentadas as associações de solos considerando a classe predominante na associação e na Figura 2.23 mostra-se o mapa pedológico EMBRAPA (2002).

Tabela 2.15 – Classes de Solos predominante em Petrolina

Classe Predominante	Símbolo	Nº de Unidades	Área (%)
Latossolos	LA	11	15,99
Podzólicos	PV/PA	90	49,65
Podzólico Vermelho-escuro	PE	1	1,14
Planassolos	PS	16	10,85
Cambissolos	C	10	0,88
Vertissolos	V	12	0,24
Solos Aluviais	A	23	3,41
Regossolos	RE	1	2,66
Areias Quartzosas	AQ	6	14,65
Solos Litólicos	R	62	0,53

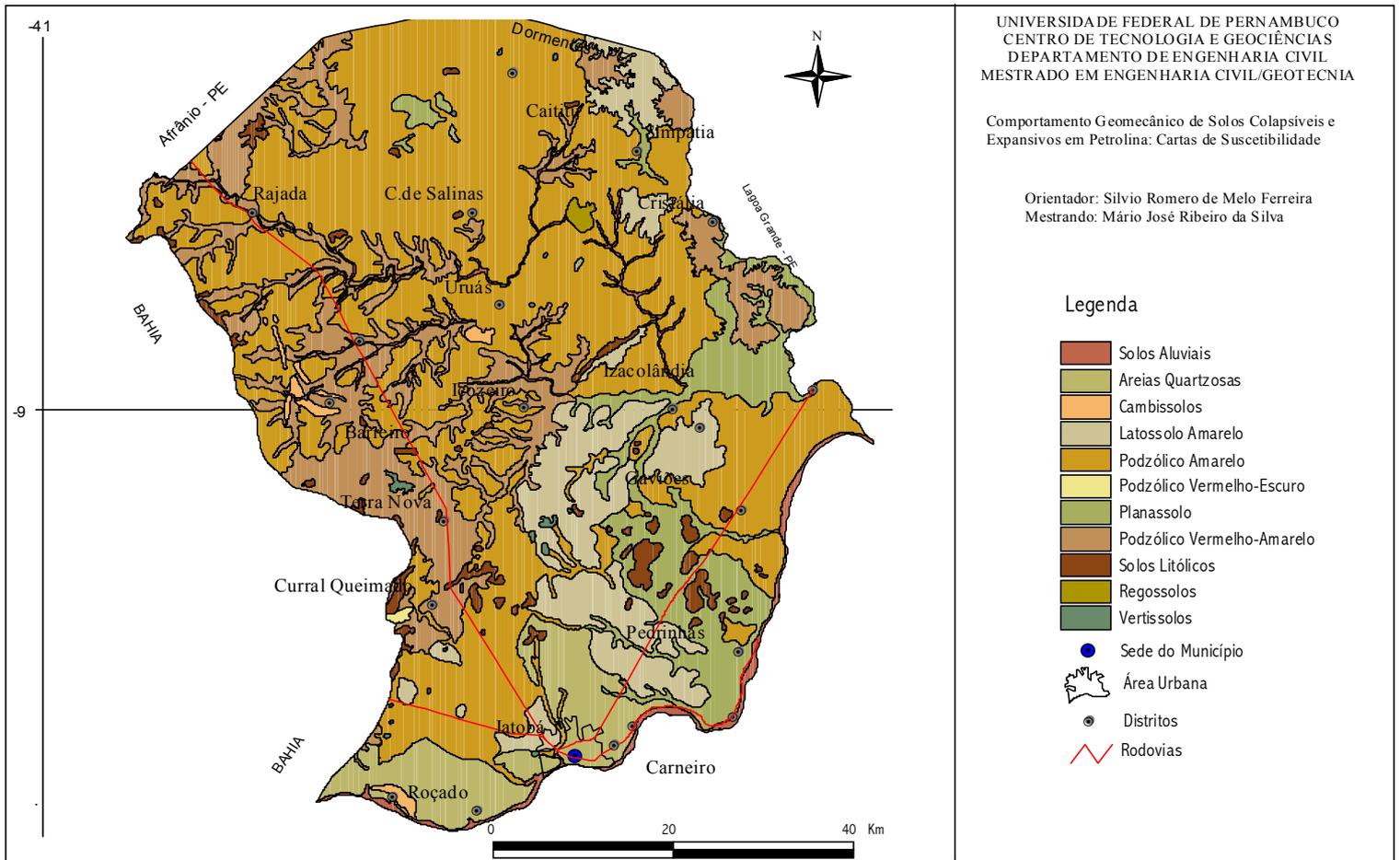


Figura 2.23 – Mapa de Pedologia de petrolina (Modificado da EMBRAPA, 2000)

CAPÍTULO 3

METODOLOGIA DOS ENSAIOS E DAS CARTAS

3.1 – INTRODUÇÃO

Neste capítulo serão apresentados o programa de investigação geotécnica de campo e laboratório, a coleta de amostras indeformada, a metodologia dos ensaios de laboratório utilizados e a metodologia utilizada no desenvolvimento das cartas de suscetibilidade ao colapso e expansão.

O condomínio residencial Privê Village, local de coleta das amostras indeformadas dos solos, é constituído de quatorze casas geminadas, de alto padrão, tendo estacionamento, piscina e quadra coletiva e guarita de segurança. Oito dessas casas apresentavam fissuras bastante proeminentes causando desconforto e insegurança para os moradores. Ao se iniciar este estudo, já estava em andamento a recuperação de algumas casas em um convênio com a Caixa Econômica Federal. Na Foto 3.1 mostra-se o estado de fissuramento de duas casas pertencentes ao condomínio Privê Village, devido ao colapso e na Figura 3.1 apresenta-se a localização dos pontos de coleta das



Foto 3.1 - Fissuras devido ao colapso- Privê Village- Petrolina-PE

amostras SP – 01, SP – 04, SP – 05 coletadas próximas aos furos de sondagem de igual nome. As amostras foram coletadas próximas as casas que apresentavam maior grau de fissuras. A Figura 3.2 mostra a localização do condomínio Privê Village em relação ao município de Petrolina e a localização desta em relação a Pernambuco e ao Brasil.

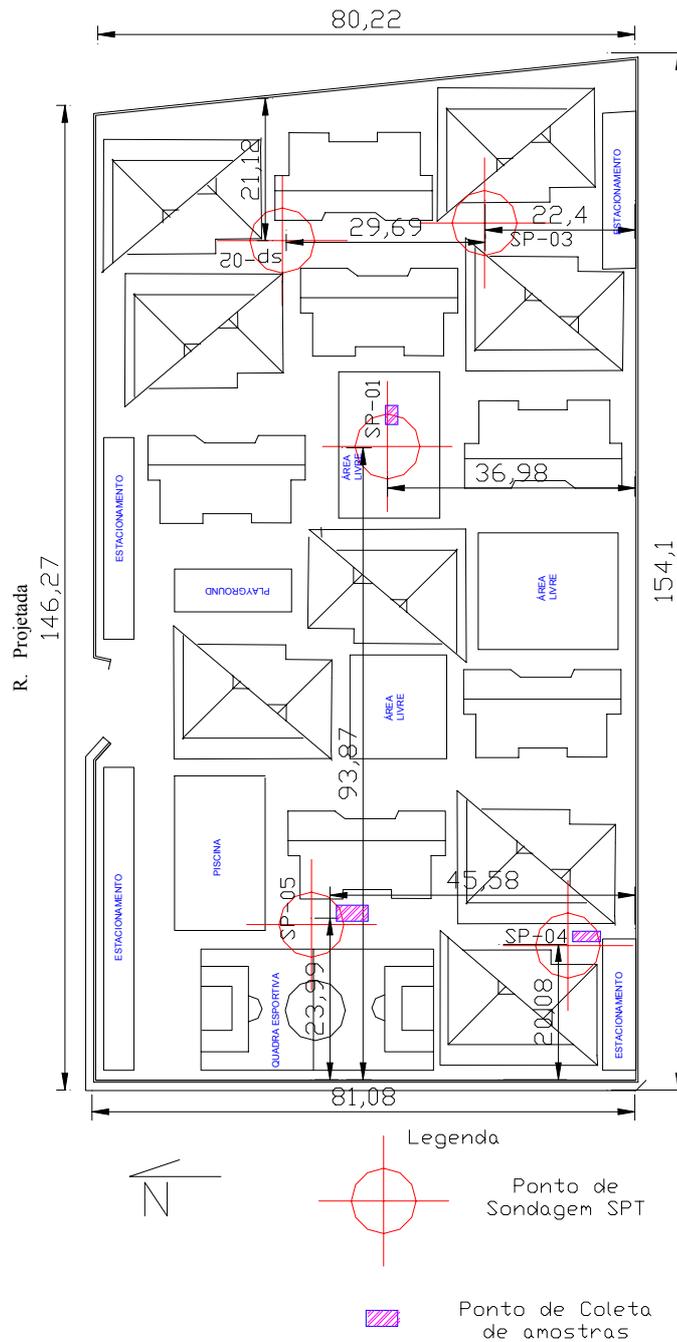


Figura 3.1 – Localização dos pontos de coleta de amostras no condomínio Privê Village

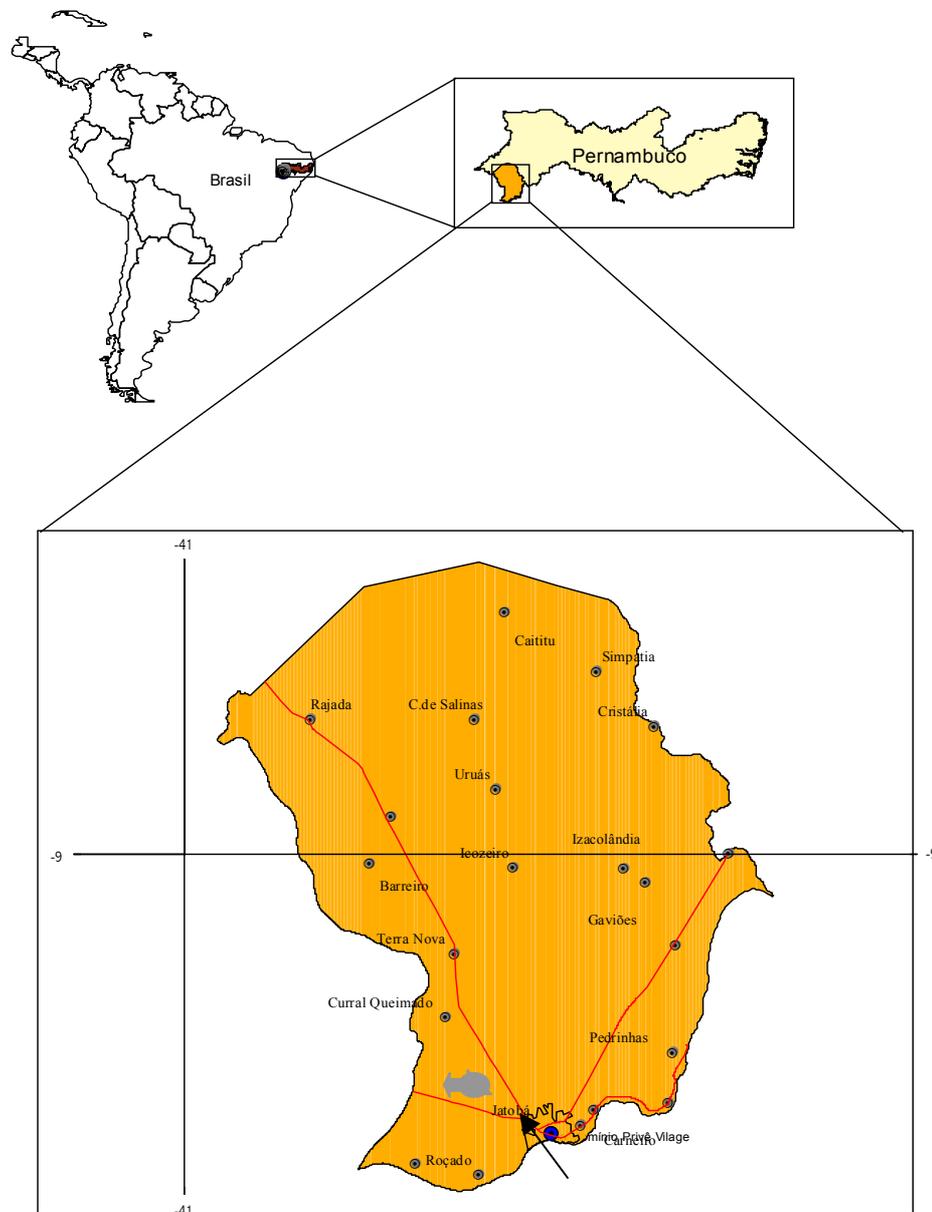


Figura 3.2 – Localização de Pernambuco em relação ao Brasil, de Petrolina em relação a Pernambuco e do local de estudo em relação a Petrolina.

A Tabela 3.1 apresenta o programa de investigação geotécnica desenvolvida neste trabalho. Foi incluída nesta dissertação o resultado dos ensaios de granulometria e edométricos simples e duplo das amostras SP-01*, SP-03*, SP-04* e SP-05* fornecidos pela Delta Consultoria Geológica e Mineração Ltda. A numeração dessas amostras está relacionada com a numeração do furo de sondagem de cuja vizinhança se fez a coleta do bloco de amostragem. Também foi incluído o resultado de ensaios edométricos simples da amostra PI-09 de um projeto da CODEVASF em 1998. Estas inclusões têm o objetivo de fornecer dados extras para melhor entendimento do comportamento dos solos de Petrolina.

Tabela 3.1 – Programa de investigação Geotécnica

Investigação	Tipo	Execução/Local
Campo	Sondagem de Simples Reconhecimento	Delta Consultoria Geológica Mineração Ltda
	Poços de Investigação - Coleta de amostras indeformadas	Pelo autor/Petrolina
Laboratório	Ensaio de Caracterização – Teor de umidade, Granulometria, Massa Específica dos Grãos e Limites de Liquidez e Plasticidade.	Laboratório de Solos e Instrumentação da UFPE
	Ensaio Edométrico Simples	
	Ensaio Edométrico Duplo	
	Microscopia Eletrônica de Varredura	LIKA/UFPE e UNICAP

3.2 - SONDAGEM DO SOLO

A sondagem de simples reconhecimento de solos na área investigada neste trabalho foi fornecida pela empresa Delta Consultoria Geológica e Mineração Ltda, realizada de acordo com as normas NBR 8036 - Programação de sondagens de Simples reconhecimento dos solos para fundações de edifícios, NBR 6484 - Execução de sondagens de simples reconhecimento dos solos, NBR 6502 - Rochas e solos - Terminologia e a NBR 7250 - Identificação e descrição de amostras de solos obtidas em sondagens de simples reconhecimento dos solos. Foram executados quatro furos de sondagens (Sondagens SP-01, SP-03, SP-04 e SP-05).

3.3 - COLETA DE AMOSTRA INDEFORMADAS

As amostras indeformadas tipo bloco foram coletadas em poços de seção transversal 1,2x1,2 m. Foram coletados os blocos de amostragem SP-01, SP-04 e SP-05,

sendo que a denominação das amostras está relacionada com furos de sondagens SPT realizados pela empresa Delta Consultoria Geológica e Mineração Ltda.

O poço SP-05, do qual se coletou o bloco de amostragem SP-05, foi escavado a pá e picareta até a profundidade de 30 cm em toda sua seção transversal para ultrapassar um aterro executado durante a construção do condomínio. A partir dessa profundidade, o poço foi dividido em duas partes, onde uma delas foi escavada até a profundidade de 70 cm; na segunda parte, escavou-se a lateral, deixando no centro um bloco com dimensões aproximadamente de 40x40 cm e profundidade de cerca de 40 cm. Esse bloco foi reduzido para as dimensões de 30x30 cm e altura de 35 cm com auxílio de uma espátula e talhadeira, porém não seccionando a sua parte inferior.

O bloco, ainda com sua base não seccionada, foi revestido com papel alumínio preso por fita crepe. Posteriormente cobriu-se o bloco com tecido brim e pôs-se parafina derretida em duas camadas com auxílio de um pincel, sendo a segunda camada aplicada após secagem da primeira demão. Feito isso, seccionou-se a parte inferior do bloco, colocando-se de imediato uma caixa de madeira sem o fundo sobre ele. Ainda dentro do poço, o conjunto bloco-caixa foi tombado cuidadosamente de forma que a parte inferior ficasse para cima, e feita a proteção do fundo do bloco com papel alumínio, tecido brim e parafina em duas camadas, nesta ordem.

Os espaços internos entre o bloco e a caixa foram preenchidos com serragem seca, bem como deixado um colchão de serragem, também seca, com cerca de 3 cm para servir como amortecedor durante manuseio e transporte para o laboratório LSI/UFPE. Finalmente a caixa de madeira foi fechada e tombada para a posição de forma que a parte seccionada ficasse para baixo, ou seja, a posição original no campo.

As coletas dos blocos SP-01 e SP-04 foram feitas de forma análoga ao bloco SP-05, diferindo-se na profundidade como mostra a Tabela 3.2.

Tabela 3.2 - profundidade das amostras indeformadas tipo bloco.

Amostra	Poço nº	profundidade (m)
1	SP-01	0.38-0.73
2	SP-04	0.35-0.70
3	SP-05	0.32-0.67

3.4 - ENSAIOS DE LABORATÓRIO

As investigações geotécnicas de laboratório foram desenvolvidas no Laboratório de Solos e Instrumentação da UFPE. A programação consistiu em realizar ensaios de caracterização cujos resultados serão usados em alguns métodos indiretos no prognóstico do potencial de colapso dos solos dessa pesquisa e ensaios edométricos simples e duplos. O ensaio de Microscopia Eletrônica de Varredura da amostra SP-05 iniciou-se na UFPE e foi concluído na Universidade Católica de Pernambuco.

3.4.1 - Ensaio de Caracterização

Foram realizados os seguintes ensaios de caracterização obedecendo as normas da ABNT:

NBR 6467/86 - Preparação de Amostras;

NBR 7181 - Análise granulométrica;

NBR6459 - Determinação do limite de liquidez;

NBR 7180 - Determinação do limite de plasticidade.

NBR 6508 – Massa Específica dos Grãos dos Solos.

3.4.2 - Análise Microestrutural – Microscopia Eletrônica de Varredura

A análise micromorfológica teve por objetivo observar a estrutura (contextura - "fabric") dos solos, em seu estado natural e em amostras após ocorrer o colapso devido à inundação, sob um determinado nível de tensão.

Três amostras de um mesmo solo foram utilizadas sob condições distintas. Na primeira, a amostra era indeformada. Na segunda, a amostra foi obtida a partir do corpo de prova do ensaio edométrico convencional, carregado e inundado na tensão vertical de consolidação 320 kPa. E a terceira, a amostra foi obtida também a partir do corpo de prova do ensaio edométrico convencional, carregado e inundado, porém na tensão vertical de consolidação 640 kPa.

Na preparação das amostras e observações das estruturas é necessário que os solos estejam secos. Nas amostras indeformadas do solo SP-05, apesar de se encontrar em seu estado natural com baixa umidade (1,26%), foi necessário fazer a secagem prévia. Assim as amostras foram colocadas no dessecador e submetidas a um pequeno vácuo. Várias pesagens foram realizadas até ocorrer constância de peso.

Nas amostras após ocorrer colapso, procedeu-se do seguinte modo para a secagem das amostras:

i) após ocorrer a estabilização das deformações (colapso), com os solos dentro dos edômetros e submetidos as respectivas tensões, foi removido o excesso d'água das células através de uma pequena bomba de sucção manual; concomitantemente, verificava-se possível ocorrência de deformações no solos, que não foi constatado;

ii) incidência de luz (150 Watt) por 4 dias nas células próximas aos solos e acompanhamento da variação das deformações. Os solos foram descarregados e o alívio de tensão causou uma expansão de 0,30%. Após, abriu-se a célula e não foi mais verificada água livre no seu interior, os anéis com os solos foram colocados separadamente em dessecadores com sílica-gel, quando foram realizadas pesagens para verificar constância de peso, caracterizando o processo de secagem.

A técnica de microscopia eletrônica de varredura (MEV) requer amostras que preservem ao máximo a estrutura ("fabric") do solo. Entretanto, o uso da técnica requer da amostra um conjunto de condições (corte, secagem, superfície de observação com topografia não muita acidentada e uniformidade na metalização) que alteram a superfície de observação e a estrutura do solo. Os efeitos destas condições devem ser reduzidos. Cuidados especiais foram tomados na preparação das amostras dos solos como descritos a seguir:

i) o processo de preparação e secagem das amostras do solo antes e após colapso já foi descrito acima;

ii) a preparação das superfícies de observação das amostras SP-05 se mostraram frágeis e quebradiças. Para se obter uma superfície de observação menos acidentada e com menor perturbação, as técnicas utilizadas foram por descascamento e ou fraturamento, McGOWN e COLLINS (1975) e WOLLE et al (1978). Pequenos instrumentos cortantes e outros pontiagudos auxiliaram nas fragmentações sucessivas das amostras. Procurando deixar sempre superfícies em que os instrumentos não tivessem tocado. A forma final das amostras aproximou-se de um cubo com "arestas" que variaram de 7 a 10 mm. Nem sempre foi possível obter superfícies pouco acidentadas; assim, foram moldadas várias amostras para selecionar aquelas em que houvesse menor perturbação e superfícies menos acidentadas;

iii- as amostras assim preparadas foram levadas no dessecador ao Laboratório de Imunopatologia Keizo Asami (LIKA), setor de microscopia eletrônica da Universidade Federal de Pernambuco, para serem metalizadas e posteriormente observadas no MEV da Universidade Católica de Pernambuco. As amostras foram fixadas por meio de fita dupla face 3M a um suporte de alumínio de formato cilíndrico (diâmetro 9,0mm e altura de 10,0mm) apropriado para o microscópio. As superfícies das amostras foram metalizadas por uma fina película de ouro, para evitar carregamento eletrostático e propiciar uma boa condução do feixe de elétrons. O suporte de alumínio com as amostras foi colocado dentro de uma câmara de vácuo do tipo Fine Coat, Ion Sputter JfC-1100 da marca JEOL, sendo metalizado com ouro por meio de evaporação. Em algumas amostras após as primeiras observações, foi necessário fazer uma segunda e às vezes uma terceira metalização, o que permitiu um maior poder de resolução;

iv- as superfícies das amostras foram observadas no equipamento JSM 5600 LV Scanning Microscope de marca JOEL, com aceleração de 15 KV e com poder de resolução bem ampliado e permitindo aumentos de 50.000 vezes com máquina fotográfica acoplada ao equipamento.

3.4.3 Ensaio Edométrico Simples

Para a execução dos ensaios edométricos simples foram utilizadas prensas do tipo Bishop com braço de alavanca 1:10. Os anéis utilizados foram do tipo flutuante, de aço inoxidável, com a parte inferior biselada e diâmetros e alturas mostrados na Tabela 3.3. A relação diâmetro/altura é superior a 2,5 para todos os anéis, como sugerida por LAMBE (1951) e o MB 3336 da ABNT. As pedras porosas do tipo cerâmica e o papel filtro foram usados secos, seguindo a recomendação feita pela MB 3336 - Ensaio de adensamento unidimensional (Item 4.6.2 da referida Norma).

Tabela 3.3 – Características dos anéis utilizados nos ensaios edométricos

Anel nº	119	120	167	168
Diâmetro (cm)	7,135	7,135	7,130	7,138
Altura (cm)	1,980	1,982	1,987	1,985
Área (cm ²)	39,98	39,93	39,93	40,02
Relação Diam/Alt.	3,6	3,58	3,59	3,5

3.4.3.1 - Preparação dos Corpos de Prova

O processo de confecção do corpo de prova para o ensaio edométrico simples consistiu, inicialmente, de se cortar um prisma de solo com dimensão levemente maior que o diâmetro do anel. Em seguida, usando uma pequena espátula, torneava-se rente ao anel, dando-lhe uma conformação circular próxima ao diâmetro do anel edométrico. Ao notar que parte do corpo de prova tinha diâmetro próximo ao diâmetro interno do anel, cravava-se o anel estaticamente com auxílio de um outro anel sobreposto concêntricamente ao anel de cravação. O procedimento foi repetido até que houvesse uma sobre-altura em relação ao anel utilizado para cravação, de forma a se poder fazer um acabamento melhor na superfície de base e topo do corpo de prova. A sobra do material da moldagem era utilizada para obter o teor de umidade inicial do solo.

3.4.3.2 - Procedimento Geral

A montagem da célula de adensamento seguiu o procedimento normalizado, que consistiu em colocar a pedra porosa inferior na base da célula, seguindo-se a colocação do papel filtro, corpo de prova contido no anel, anel guia, papel filtro, pedra porosa superior e base rígida superior, necessariamente nesta ordem. Esse conjunto era posteriormente coberto com um plástico flexível preso por ligas elásticas com a finalidade de evitar perda de umidade do corpo de prova antes do processo de inundação, como mostra a Foto 3.2.

Após colocar a célula na prensa, nivelava-se o braço da alavanca, ajustava-se o extensômetro e aplicava-se a tensão inicial de 2,5 kPa para ajuste do sistema. Logo após era iniciado a fase de carregamento programado.

A programação de carregamento foi tal que as tensões aplicadas nos ensaios fossem acrescidas de $\Delta\sigma/\sigma = 1$, iniciando com 10 kPa e finalizando com 1280 kPa. O tempo de duração de cada estágio era tal que a deformação entre dois intervalos de tempo consecutivos ($\Delta t/t = 1$) fosse inferior a 5% da deformação total dos solos ocorrida até o tempo anterior.

As tensões verticais de inundação foram 10, 20, 40, 80, 160, 320, 640 e 1280 kPa. As leituras para os deslocamentos devido à inundação foram programadas para os tempos de 1/10, 1/5, 1/2, 1, 2, 4, 8, 15, 30, 60, 120, 240, 480, 1440 minutos.

Na fase de inundação, a entrada do permeante na célula era controlada por meio de uma bureta graduada de 0,1 ml, com uma torneira regulável de vidro em sua extremidade. O permeante utilizado foi água destilada e a vazão de inundação foi de 0,25 ml/s, procedimento utilizado por FUCALE (2000). O procedimento adotado para a inundação das células foi o seguinte:

- i) ajuste da vazão da bureta para a vazão média desejada no ensaio;
- ii) a leitura na bureta era ajustada no zero e procedia-se a inundação da célula pela torneira inferior acionando o cronômetro quando do primeiro movimento do ponteiro do extensômetro. Ao observar que a quantidade de água percolada era igual a 5 ml, a bureta era completada com água destilada para a leitura zero e assim sucessivamente.
- iii) quando a água destilada percolava pelo solo e se mostrava no recipiente superior da célula, desconectava-se a bureta da base da célula, retirava-se os elásticos e o plástico de vedação do topo da célula, para então complementar o recipiente superior da célula com água destilada.

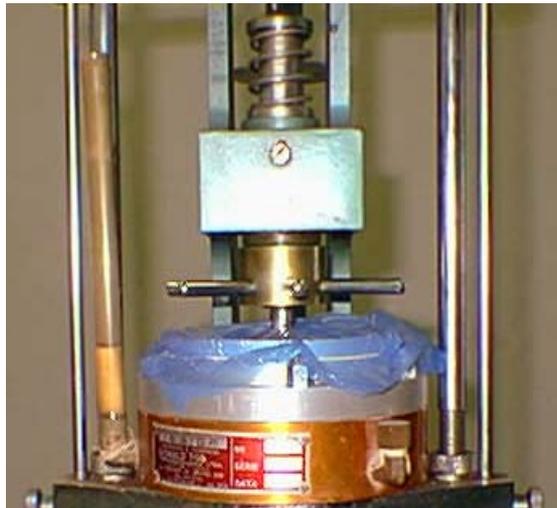


Foto 3.2 – Célula edométrica coberta com plástico para evitar perdas de umidade do solo.

3.4.4 - Ensaio Edométrico Duplo

Nos ensaios edométricos duplos, um corpo de prova foi carregado na umidade natural e outro foi inundado previamente na tensão de 1,25 kPa, com vazão de 0,25 ml/s antes de ser carregado. O procedimento geral deste ensaio foi o mesmo dos ensaios edométricos simples.

As tensões aplicadas nos ensaios foram acrescidas da mesma maneira que as tensões nos ensaios edométricos simples ($\Delta\sigma/\sigma = 1$), sendo o valor inicial de 10 kPa e o final de 1280 kPa. No descarregamento, as tensões por estágio foram 640, 160, 40 e 10 kPa. Cada estágio durou um tempo de 24 horas, tanto para o carregamento como para o descarregamento.

Nos ensaios edométricos simples e duplos foi feita a calibração da deformação do sistema (papel filtro, pedra porosa e base da célula oedométrica), sendo levada em consideração nos resultados apresentados.

3.5 - ELABORAÇÃO DAS CARTAS DE SUSCETIBILIDADE

Para elaboração das cartas de suscetibilidade de ocorrência de solos colapsíveis e expansivos foram utilizados três mapas: um mapa de geologia do município de Petrolina, recortado do mapa geológico de Pernambuco obtido da Secretaria de Recursos Hídricos do estado de Pernambuco, publicado no ano 2000, na escala 1:500.000 no formato digital em AutoCAD; um mapa pedológico de Petrolina, na escala 1:100.000 no formato digital, extensão apr, do ArcView, adquirido da Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária, EMBRAPA (2002) e um mapa climático de Petrolina, recortado do mapa climático de Pernambuco com base no índice de Thornthwaite, elaborado por FERREIRA (2000), na escala 1:500.000 e no formato digital AutoCAD.

Os mapas digitalizados no formato AutoCAD foram convertidos para o formato ArcView, um programa SIG (Sistema de Informação Geográfica), que permite ao usuário coletar, manusear e analisar dados georeferenciados.

As cartas de suscetibilidade de ocorrência de solos colapsíveis e expansivos foram obtidas pela interseção das cartas de suscetibilidade com base na geologia, pedologia e clima correspondentes. A metodologia para elaboração dessas cartas é apresentada a seguir.

3.5.1 - Preparação dos mapas temáticos

Antes do processo de cruzamento dos mapas com vistas à obtenção das cartas de suscetibilidade de ocorrências de solos colapsíveis e expansivos, fez-se necessário ajustes nos contornos dos mapas de geologia e clima. Adotou-se o contorno do mapa de pedologia como base, por ser o de maior escala e, portanto, o que melhor representa o

contorno dentre os mapas disponíveis neste trabalho. Os ajustes foram executados com o auxílio de um programa gráfico computacional, o AutoCAD. Antes do ajuste foi necessário deixar os mapas na mesma escala do mapa de pedologia, também utilizando os recursos disponíveis no programa AutoCAD.

3.5.2 - Cartas de Suscetibilidade ao Colapso e Expansão com Base na Geologia

A elaboração das cartas de suscetibilidade ao colapso e à expansão, com base na geologia, teve por base o mapa de geologia do município de Petrolina no formato digital obtido como descrito no item 3.5 e seguidos os passos seguintes, no programa Arcview:

- i) Na tabela de atributos (Table), associada ao tema “geologia” (nome dado ao mapa geológico de Petrolina, arquivado no programa ArcView 3.2,) acrescentou-se uma coluna denominada “colapso”;
- ii) Nesta nova coluna, as linhas foram preenchidas com os valores “Alta”, “Média” ou “Baixa” de acordo com a suscetibilidade ao colapso das unidades geológicas do município de Petrolina como descrito por FERREIRA (2000) e VASCONCELOS (2001). A Tabela 3.4 mostra a relação de suscetibilidade ao colapso e à expansão com as unidades geológicas de Petrolina.
- iii) No Editor de Legenda (Edit Legend) do Arcview, escolheu-se a opção “colapso” na janela de comando “Valor de Campo” obtendo-se de imediato a carta de suscetibilidade ao colapso com base na geologia. No Editor de Legenda na janela de comando “Unique Value” atribui-se a cor vermelha, amarela e verde, respectivamente, para as unidades geológicas cujas suscetibilidades ao colapso fossem “alta”, “média” e “baixa”. Usou-se essas cores por relacionar mnemonicamente com as cores do semáforo que, dependendo da cor, tem-se os estados de perigo ou não, vermelha e verde, respectivamente, e de alerta, o amarelo.
- iv) O passo seguinte foi a preparação da carta para apresentação em papel. Na opção “layout” do menu “View” do programa Arcview, foi escolhida a configuração da página, a inserção das coordenadas geográficas, da legenda e da seta norte.

O procedimento para a preparação da carta de Suscetibilidade à Expansão com base na geologia foi semelhante aos itens i) a iv) acima, correlacionando, desta vez, a unidade geológica com a suscetibilidade à expansão.

As cartas de suscetibilidade ao colapso e à expansão, obtidas por essa metodologia, serão mostradas no Capítulo 4 – Análise e Apresentação dos resultados.

Tabela 3.4 – Unidades geológicas versus suscetibilidade ao colapso e expansão

Unidade Geológica	Símbolo	Suscetibilidade	
		Ao Colapso	À Expansão
Grupo Salgueiro – Calcário Cristalino	Ca	Baixa	Média
Grupo Salgueiro c/ duas Micas e Biotita	PCAsgn	Baixa	Média
Grupo Salgueiro Biotita Xisto a duas micas	PEAsx	Baixa	Média
Complexo Migmatítico-Granitóide	Pemi	Média	Baixa
Grupo Salgueiro Incluindo quartzito	Q	Baixa	Baixa
Aluviões	Qa	Baixa	Baixa

3.5.3 - Cartas de Suscetibilidade ao Colapso e à Expansão com Base na Pedologia

A carta de suscetibilidade de ocorrência ao colapso com base na pedologia foi elaborada a partir do mapa pedológico de Petrolina (EMBRAPA, 2002), na escala 1:100.000 no formato digital. Neste mapa há 269 polígonos representando os solos do município. Cada polígono é, na verdade, o resultado de associações e grupamentos indiferenciados de solos, sendo que cada polígono recebe a denominação da classe de solo de maior presença. Neste trabalho, levou-se em consideração apenas a classe de solo dominante no polígono.

Com as considerações acima, o procedimento adotado para a elaboração das cartas de colapso e expansão devido à pedologia foi semelhante ao item anterior (3.5.1.). A Tabela 3.5, que relaciona o tipo de solo à suscetibilidade ao colapso e à expansão para os solos do município de Petrolina, foi usada para correlacionar cada solo com a sua respectiva suscetibilidade.

Tabela 3.5 – Classes pedológicas de Petrolina versus suscetibilidade ao colapso e expansão – modificado VASCONCELOS (2001)

Classe Pedológica	Símbolo	Suscetibilidade	
		Ao Colapso	À Expansão
Latossolo	La	Média	Baixa
Podzólico Vermelho	Pv	Baixa	Baixa
Podzólico Amarelo	Pa	Baixa	Baixa
Planossolos	Pl	Baixa	Alta
Podzólico Vermelho-Escuro	PE	Média	Alta
Cambissolos	C	Baixa	Alta
Vertissolos	V	Baixa	Alta
Solos Aluviais	A	Média	Média
Regossolos	Re	Média	Baixa
Areias Quartzosas	Aq	Alta	Baixa
Solos Litólicos	R	Baixa	Média

3.5.4 – Carta de Suscetibilidade ao Colapso e Expansão com base no Clima

A carta de Suscetibilidade devido ao clima foi elaborada usando o índice de Thornthwaite como descrito por FERREIRA (2000) e VASCONCELOS (2001).

O índice de Thornthwaite foi calculado com o auxílio de um programa computacional desenvolvido por VAREJÃO-SILVA (1992), utilizando-se as coordenadas geográficas, valores de médios mensais de temperatura e precipitação apresentados na Revisão Bibliográfica e do valor da capacidade de armazenamento do solo, adotado com valor igual a 100mm. Este valor foi baseado na vegetação predominante, a caatinga, que tem um sistema radicular menos profundo. A classificação climática obtida segundo o índice de Thornthwaite foi clima semi-árido, considerado para toda a superfície do município.

De acordo com a Tabela 2.12 da Revisão Bibliográfica, a suscetibilidade de ocorrência de solos colapsíveis e expansivos é alta para o clima semi-árido. A elaboração física (papel) da carta de suscetibilidade ao colapso e expansão com base no clima não foi feita por se tratar apenas do mapa de Petrolina na cor vermelha, mas foi considerada no processo de cruzamento. Por meio de geoprocessamento, para obtenção das cartas de suscetibilidade finais de ocorrência de solos colapsíveis e expansivos de Petrolina.

3.5.5 - Carta de Suscetibilidade ao Colapso

As cartas digitais de suscetibilidade de ocorrência de solos colapsíveis com base na geologia (item 3.5.2), na pedologia (item 3.5.3) e no clima (item 3.5.4) foram submetidas a um processo de interseção por meio do “geoprocessing wizard” do menu “View” do programa Arcview, e adicionado como um novo tema neste programa. Na tabela gerada neste tema, houve a necessidade de adicionar uma nova coluna, denominada de “colapso”, onde foi calculada, por meio da planilha Excel da Microsoft, a suscetibilidade ao colapso com base na geologia, na pedologia e no clima de acordo com o critério de FERREIRA (2000) e sumarizado na Tabela 2.13, apresentada na Revisão Bibliográfica.

No Editor de Legenda (Edit Legend) do Arcview, escolheu-se a opção “colapso” na janela de comando “Valor de Campo” obtendo-se de imediato a carta de suscetibilidade ao colapso com base na geologia, na pedologia e no clima. No Editor de Legenda na janela de comando “Unique Value”, atribui-se para os valores da coluna

“colapso”, a cor vermelha, amarela e verde, respectivamente, para as suscetibilidades ao colapso “alta”, “média” e “baixa”.

A preparação da carta para apresentação em papel foi semelhante ao seguido pelo item 3.5.2, passo iv).

3.5.6. - Carta de Suscetibilidade à Expansão

De forma semelhante, a carta de suscetibilidade de ocorrência de solos expansivos foi obtida com o critério da Tabela 2.13 e da intercessão das cartas de suscetibilidade expansão devido à geologia, à Pedologia e da carta de suscetibilidade ao colapso e à expansão com base no clima.

CAPÍTULO 4

APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

Neste capítulo serão apresentados os resultados dos ensaios de laboratório das amostras estudadas, as cartas de suscetibilidade de ocorrências de solos colapsíveis e expansivos devido a cada tema (Geologia, Pedologia e Clima) e duas cartas de suscetibilidade de ocorrência de solos colapsíveis e expansivos, resultado final, considerando a intercessão dos temas geologia, pedologia e clima. Posteriormente será feita uma avaliação da metodologia aqui proposta com dados de investigação de campo dos estudos geotécnicos realizados.

4.1. - SONDAGENS

Do ponto de vista geológico-geotécnico, os furos atravessaram unidades pertencentes às coberturas terciárias que recobrem o embasamento cristalino, representado na região por rochas do Complexo Metamórfico-Migmatítico.

Nesta área, observa-se uma pequena camada de areia fina com cerca de um metro de espessura, de cor amarelada com pedregulhos e fragmentos de quartzo, compacta (Furos SP-01 e SP-03) e material argiloso, avermelhado, com blocos e seixos de quartzo, característicos de material de aterro (Furos SP-04 e SP-05) que sobrepõe uma rocha alterada, amarelada a acinzentada com quartzo, feldspato e bastante mica biotita e muscovita, onde os furos foram paralisados por se encontrar impenetráveis às ferramentas de percussão utilizadas.

Na execução dos furos, ao entrar na rocha alterada, embora as penetrações fossem bastante elevadas ao se fazer o avanço por lavagem, o material em contato com a água mostrava-se extremamente mole, fato evidenciado de forma mais conclusiva principalmente no furo SP-01, onde se procurou repetir a operação de lavagem até os 10,00 m embora já se encontrasse em condições de impenetrabilidade (por penetração) desde 4,00 m a 5,00 m.

Com relação aos índices de penetração, observa-se que são valores altos desde a superfície até o horizonte onde os furos foram paralisados. Estas características podem ser visualizadas nos perfis esquemáticos mostrado na Figura 4.1. Segundo a NBR-7250/82 - Identificação e descrição de amostras de solos obtidas em sondagens de

simples reconhecimento, o solo da sondagem SP-01* e SP -03* classificam-se como areia muito compacta, embora a amostra SP-01 próxima do furo SP-01 apresentou argila. Os solos dos furos SP-04 e SP-05 são classificados, pelo índice de consistência, como argila dura, embora as amostras SP-04* e SP-05*, coletadas próximas, respectivamente, aos furos SP-04 e SP-05, apresentassem pouca argila.

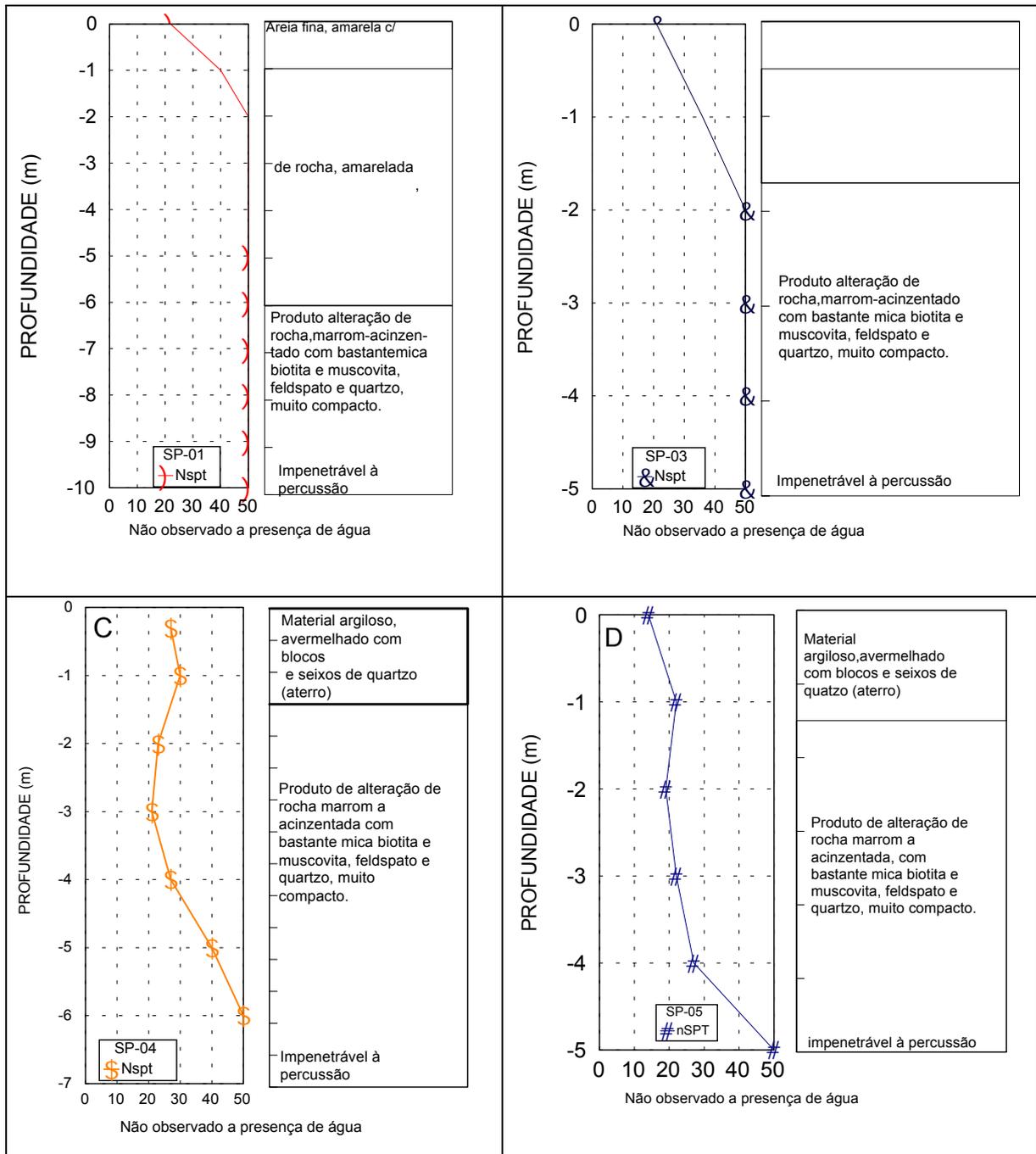


Figura 4.1- Perfis geotécnicos dos furos: A) SP-01, B), SP-03 C) SP-04 e D) SP-05

4.2. - ENSAIOS DE LABORATÓRIO

4.2.1. - Ensaios de Caracterização

A Tabela 4.1 apresenta os índices físicos do estado natural e a Tabela 4.2 mostra os dados da granulometria e dos limites de consistência para as amostras SP-01, SP-04 e SP-05, além das amostras AM-1, AM-2, AM-5 e AM-7 do solo colapsível de Petrolina - pesquisado por FUCALE (2000). A Figura 4.2 mostra a curva granulométrica para as amostras apresentadas na Tabela 4.2. A apresentação dos dados de FUCALE (2000) e ARAGÃO e MELO (1982) tem por objetivo fornecer uma comparação entre os solos pesquisados neste trabalho bem como dar uma idéia das características granulométricas dos solos de Petrolina.

Tabela 4. 1. Índices físicos das amostras no estado natural.

Identificação		Índices Físicos dos Solos em Estado Natural				
Amostra	Prof. (m)	e_0	ρ_d	S_r	ρ_R	W
SP-01	0,55	0,675	18,40	15,88	26,80	4,00
SP-04	0,53	0,542	17,15	6,00	26,45	1,23
SP-05	0,50	0,484	17,83	6,93	26,40	1,26
AM - 1	1,00	0,946	13,72	41,88	26,70	14,84
AM - 2	0,80	0,503	17,57	13,02	26,40	2,48
AM - 5	0,90	0,741	15,06	25,06	26,20	7,08
AM - 7	0,80	0,749	13,53	13,53	26,40	3,84

AM-1, AM-2, AM-5 e AM-7 –FUCALE (2000)

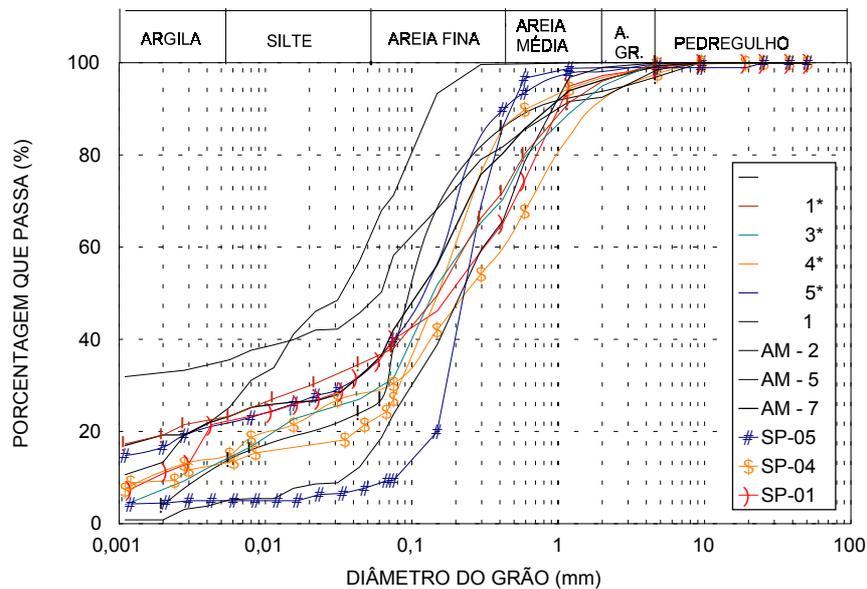
4.2.1.1. - Ensaio de Granulometria

Na Tabela 4.2 e Figura 4.2 verifica-se que a composição granulométrica das amostras estudadas é composta de 72% de areia fina a média, cerca de 1% pedregulhos, 23% de argila e 12% de silte. As amostras SP-01*, SP-03*, SP-04* e SP-05* são da mesma área de estudo. Na Figura 4.2, observa-se que as amostras SP-01 e SP-04 são não uniformes, com o coeficiente de uniformidade $C_u > 15$, enquanto a amostra SP-05 é bastante uniforme ($C_u = 3$). A amostra SP-01 apresenta-se bem graduada, com coeficiente de curvatura, $C_c = 1,6$.

Tabela 4.2- Composição granulométrica e limites de consistência

Profundidade (m)	Composição Granulométrica (%)					Consistência (%)		Atividade
	Pedregulho	Areia	Silte	Argila	<2 μ m	WL	WP	
SP-01	1	64	12	23	11	42	28	1,27
SP-04	1	77	12	10	8	NL	NL	-
SP-05	1	91	4	4	4	NL	NL	-
SP-01*	1	65	11	23	20	44	23	1,05
SP-03*	1	70	17	12	10	38	27	0,9
SP-04*	3	70	13	14	10	49	27	2,1
SP-05*	3	66	13	20	18	18	14	0,2
AM-1	0	41	35	24	13	28	18	0,77
AM-2	0	88	8	4	2	NL	NP	-
AM-5	4	52	12	34	32	27	18	0,28
AM-7	1	67	10	22	19	17	12	0,26

AM-1, AM-2, AM-5 e AM-7 – FUCALE (2000)



AM-1, AM-2, AM-5 e AM-7 – FUCALE (2000); CHM – ARAGÃO e MELO (1982)

Figura 4.2 - Curvas granulométricas das amostras estudadas.

4.2.1.2. – Limites de Consistência

Na Tabela 4.2 mostras-se os valores dos limites de consistência e da atividade dos solos. Na Figura 4.3 apresentam-se os valores dos limites de consistência e da fração menor que 2 μ m (0,002 mm) das amostras de solos em estudo na carta associada

Plasticidade-Atividade, apud VARGAS et al(1989). Estes valores situam-se próximos da linha A, com índice de plasticidade médio em torno de 14%. As amostras SP-04 e SP-05 não apresentaram limite de liquidez nem de plasticidade e, portanto, não apresentando valor de IP. A amostra SP-01 apresentou Índice de Atividade $I_A=1,27$, sendo considerada ativa, segundo o critério de SKEMPTON (1953) citado em CAPUTO (1986), sendo que as demais amostras apresentaram Índice de Atividade de média para baixa atividade. Esses valores eram esperados de acordo com a análise que se faz com o percentual da fração menor que $2\mu\text{m}$ das amostras. As amostras colapsíveis CHM de ARAGÃO e MELO (1982) e AM de FUCALÉ (2000) são mostradas.

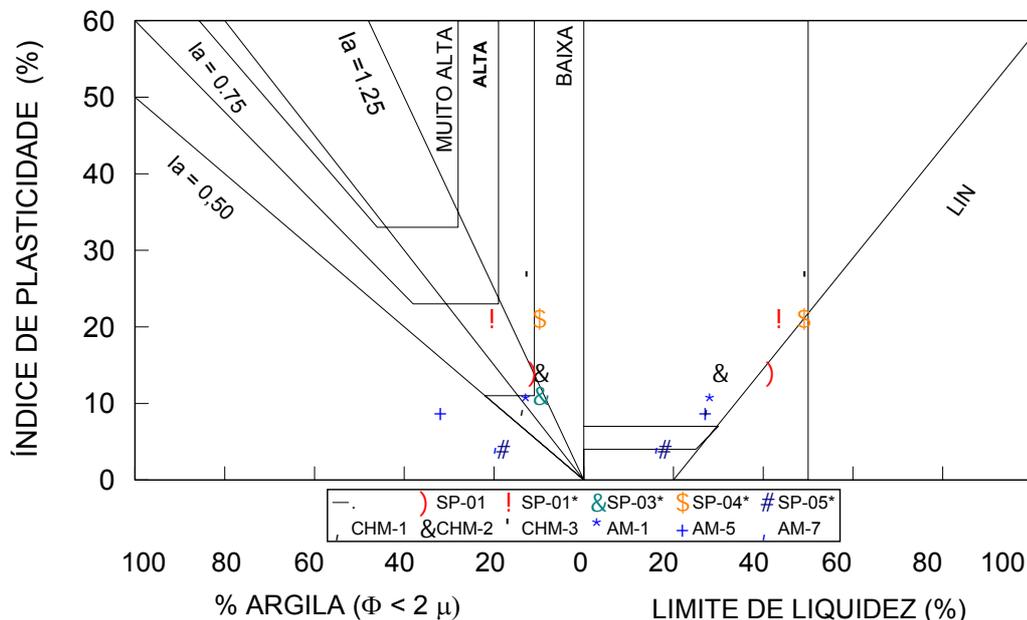


Figura 4.3 –Carta de Atividade-Plasticidade de Petrolina – apud VARGAS et al (1989).

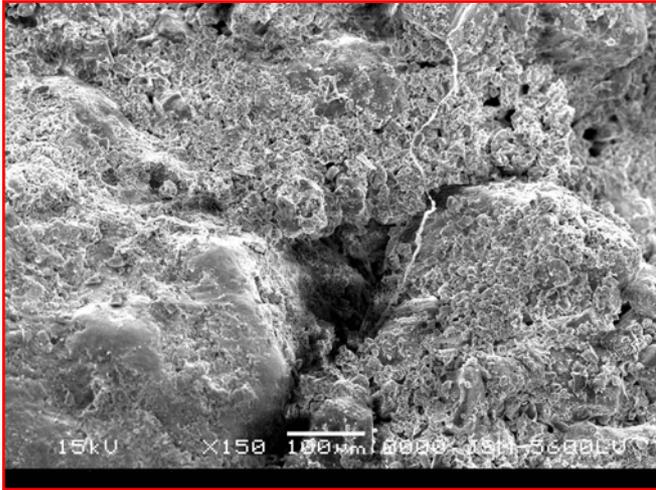
4.2.2 - A análise da contextura – Microscopia Eletrônica de Varredura

A análise da contextura ("fabric") levada a efeito nas amostras indeformadas e após colapso devido à inundação sob tensão de 320 kPa e 640 kPa através da microscopia eletrônica de varredura - MEV ("scanning") da amostra SP-05, apresentada nas pranchas (4.1), (4.2) e (4.3) e conduz às seguintes conclusões:

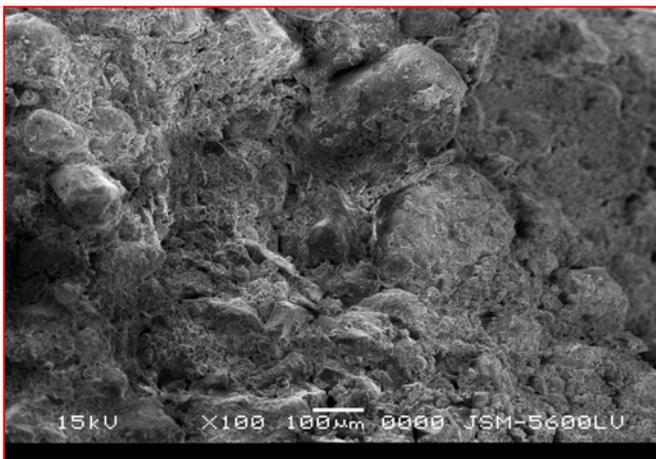
a.) Amostra "indeformada"

A estrutura-contextura ("fabric") apresenta várias características: i) as partículas maiores (areia) não se conectam diretamente entre si, mas através de revestimentos compostos de partículas menores de silte e argila, prancha (4.1A) e (4.1B); ii) agregados de partículas,

prancha (4.1B); iii) poros de empacotamento simples, prancha (4.1A); iv) pontes de siltes prancha (4.1C) (não são freqüentes).



(A) Grãos de quartzo que não se conectam diretamente entre si deixando poros na dimensão de silte.

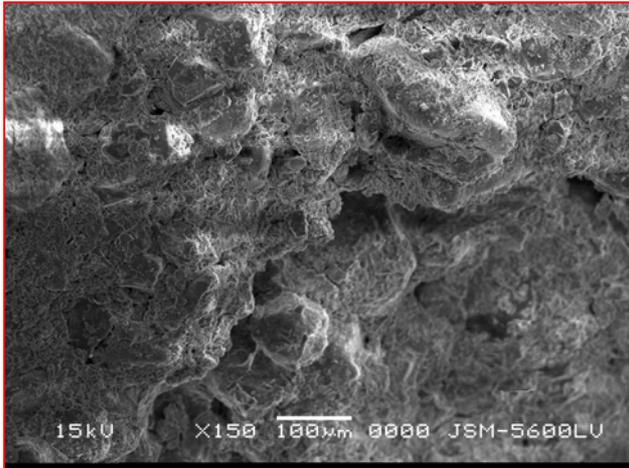


(B) Grãos de quartzo na dimensão de areia fina e média que se conectam por partículas de argilas e silte

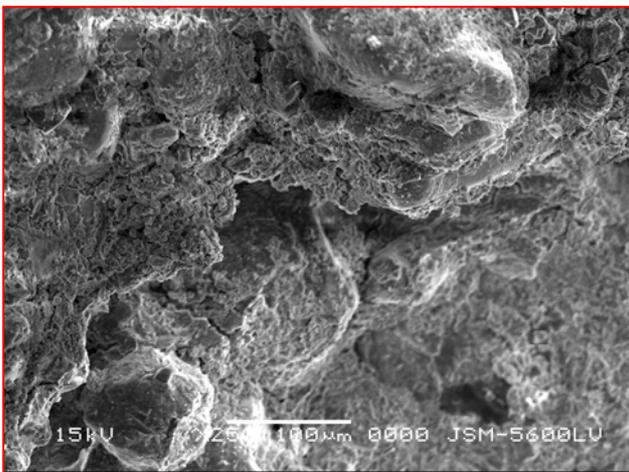


(C) Pontes de silte entre grãos de quartzo

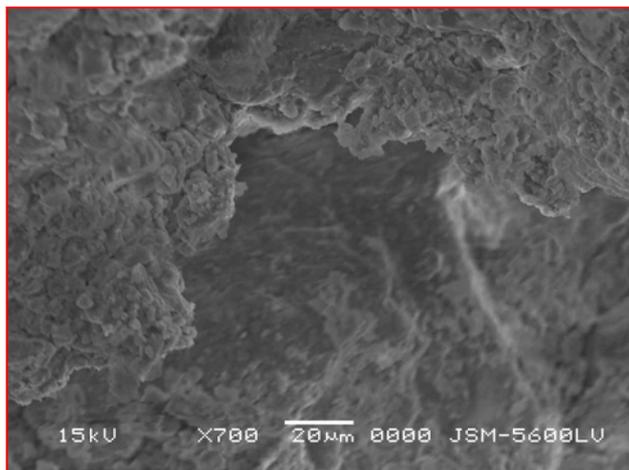
Prancha 4.1 Eletromicrografias da contextura da areia – na amostra indeformada



(A) - Grãos de quartzo que se conectam entre si por meio de partículas de siltes e argilas, deixando poros, da dimensão de areia fina.

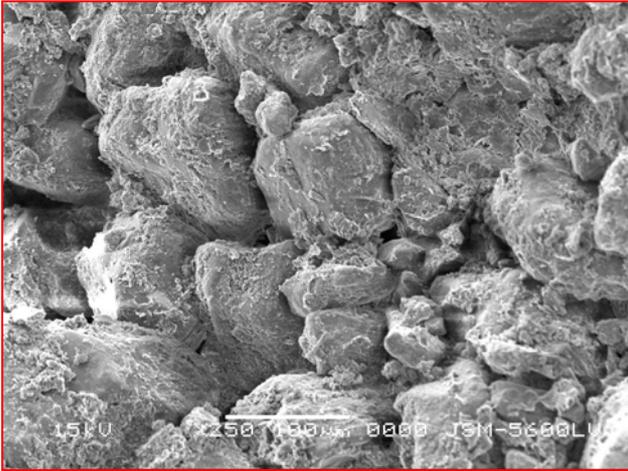


(B) - Grãos de quartzo revestidos de argilas.

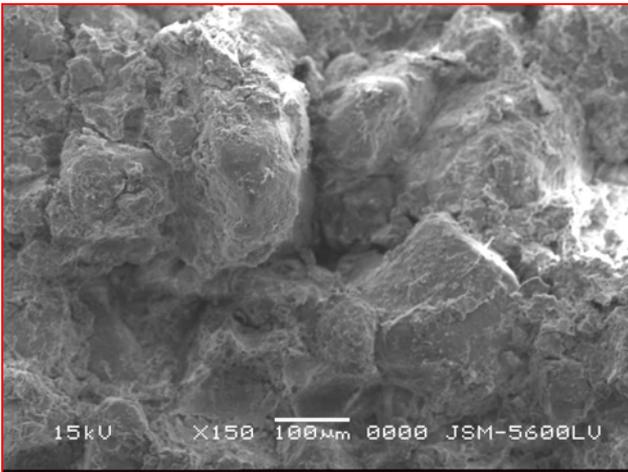


(C) - Poro da dimensão de areia fina.

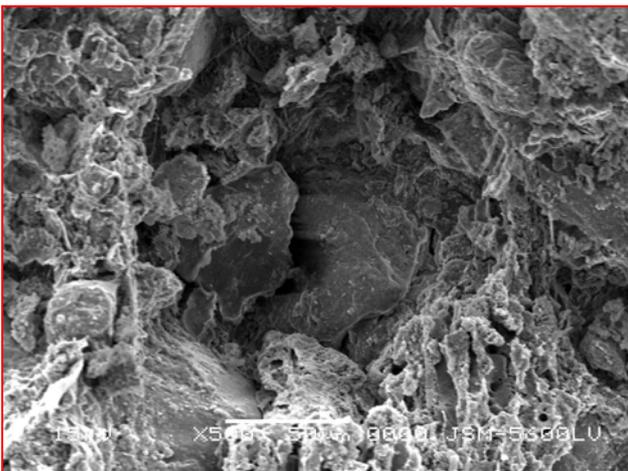
Prancha 4.2 Eletromicrografias da contextura da areia – na amostra após colapso sob tensão de 320 kPa em seqüência de uma mesma posição ampliada.



(A) - Grãos de quartzo na dimensão de areia fina conectam-se através de silte e argila.. Presença de poros entre grãos de silte em uma ligação instável.



(B) - Grãos de quartzo na dimensão de areia fina e silte conectam entre si, redução dos poros.



(C) - Grãos de quartzo na dimensão de areia fina conectam-se através de silte e argila.. Presença de poros entre grãos de silte.

Prancha 4.3 Eletromicrografias da contextura da areia – na amostra após colapso sob tensão de 640 kPa.

b) amostra após colapso sob tensão de 320 kPa

A amostra indeformada do solo que comprimiu 4,80% sob tensão vertical de 320 kPa, que colapsou 1,80% quando inundada, que foi dessecada sob esta tensão e descarregada à tensão zero com variação de volume positiva de 0,30 %, foi preparada como descrita no item 3.2, para ser observada a sua estrutura em microscópio eletrônico de varredura. Apesar de todos os efeitos do processo de preparação das amostras (secagem, alívio de tensão, corte, vácuo, etc) observa-se que os grãos de quartzo se conectam entre si por meio de partículas de siltes e argilas, deixando poros, da dimensão de areia fina, câmara, Prancha 4.2.

c) amostra após colapso sob tensão de 640 kPa

A amostra indeformada do solo que comprimiu 9,6% sob tensão vertical de 640 kPa, que colapsou 2,60% quando inundada, foi dessecada sob esta tensão e descarregada à tensão zero com variação de volume positiva de 0,30 %, foi observada a sua estrutura em microscópio eletrônico de varredura. Apesar de todos os efeitos do processo de preparação das amostras observa-se que os grãos de quartzo na dimensão de areia fina conectam-se através de silte e argila, presença de poros entre grãos de silte com ligações instáveis, Prancha 4.3.

A inundação sob tensão de 320 kPa e 640 kPa pode não são ter provocado uma lixivia o de argilas como também deslocamentos pequenos do próprio silte para o preenchimento dos vazios existentes entre os grãos, principalmente nos poros do empacotamento simples, havendo assim um rearranjo dos gr os em busca de uma maior estabilidade estrutural.

A contextura (estrutura) do solo após colapso encontra-se mais compacta, com maior entrosamento entre os grãos, redu o dos poros de empacotamento simples, redu o de material fino entre os gr os de areia, prancha (4.2 e 4.3). A contextura remanescente após colapso ainda é uma estrutura instável. Encontram-se conglomerados de partículas, de silte e argila entre grãos de areia, poros de empacotamento simples. É, portanto, ainda uma estrutura metaestável, semelhante   da amostra indeformada, porém mais compacta, com maior entrosamento entre os grãos, maior estabilidade e menores poros (em quantidade e dimensões).

4.2.3. - Comportamento de Variação de Volume Devido a Inundação Através de Ensaio Edométrico Simples e Duplo

A) Edométrico Simples

Os índices físicos iniciais e finais das amostras ensaiadas dos blocos SP-01, SP-04 e SP-05 são mostrados, respectivamente, nas Tabelas 4.3 e 4.4. Os ensaios foram realizados utilizando água destilada, com uma vazão de inundação de 0,25 ml/s. A variação do índice de vazios versus tensão vertical de consolidação ($e \times \sigma_v - \log$) e da deformação volumétrica versus tensão vertical de consolidação ($\varepsilon \times \sigma_v \log$), dos ensaios edométricos simples são mostrados nas Figuras 4.3 e 4.4.

Tabela 4.3 – condições iniciais das amostras SP-01, SP-04 e SP-05.

AMOSTRA	MASSA ESPECÍFICA APARENTE SECA INICIAL (kN/m ³)	UMIDADE INICIAL (%)	GRAU DE SATURAÇÃO INICIAL (%)	ÍNDICE DE VAZIOS INICIAL (e ₀)
SP-01	18,40±0,06	4,00±0,00	15,88±0,04	0,675±0,002
SP-04	17,15±0,25	1,23±0,03	6,00±0,86	0,542±0,006
SP-05	17,83±0,15	1,26±0,00	6,93±0,05	0,484±0,010

Tabela 4.4 – Condições finais das amostras SP-01, SP-04 e SP-05

AMOSTRA	MASSA ESPECÍFICA APARENTE SECA FINAL (kN/m ³)	UMIDADE FINAL (%)	GRAU DE SATURAÇÃO FINAL (%)	ÍNDICE DE VAZIOS FINAL (e _f)
SP-01	20,43	11,16	100	0,312
SP-04	18,89	14,87	99,10	0,401
SP-05	19,42	14,60	99,75	0,360

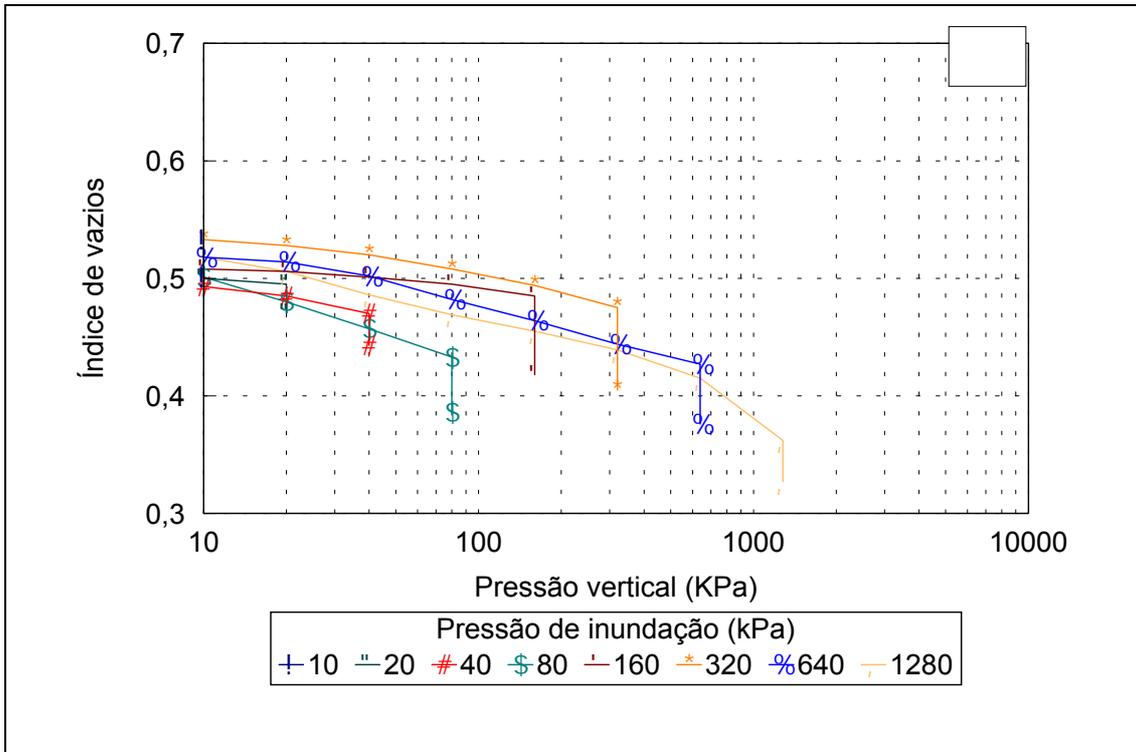
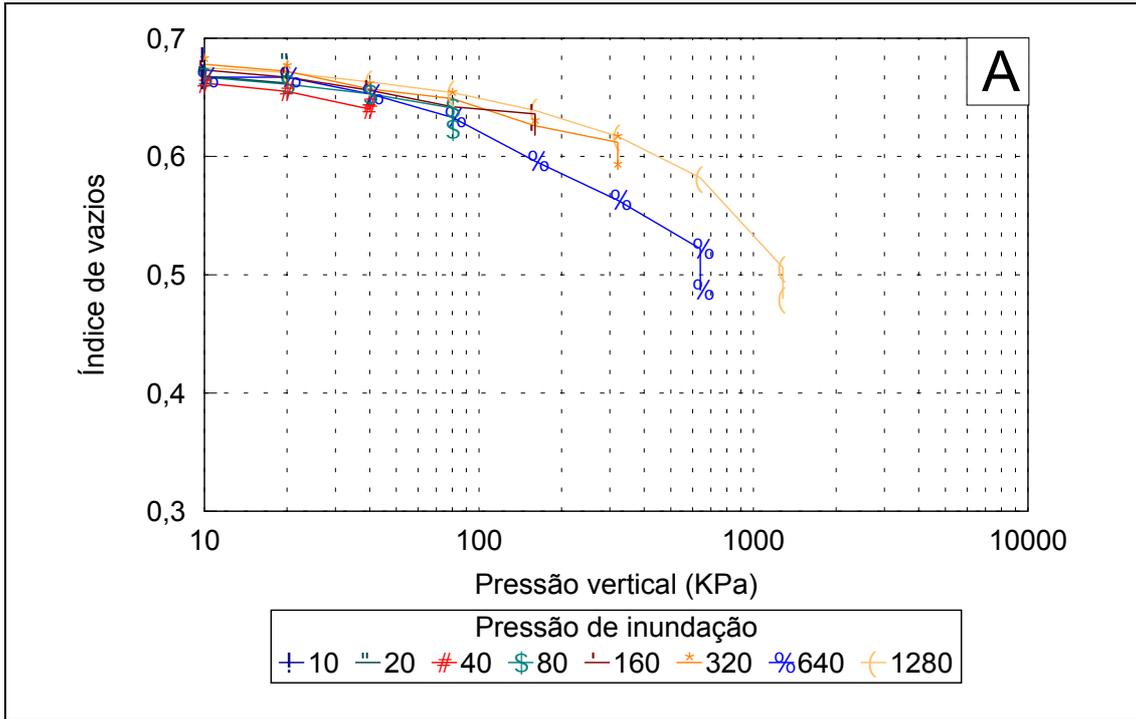


Figura 4.4- Variação do índice de vazios com a tensão vertical de consolidação- ensaio edométrico simples – A) amostra SP-01, B) amostra SP-04.

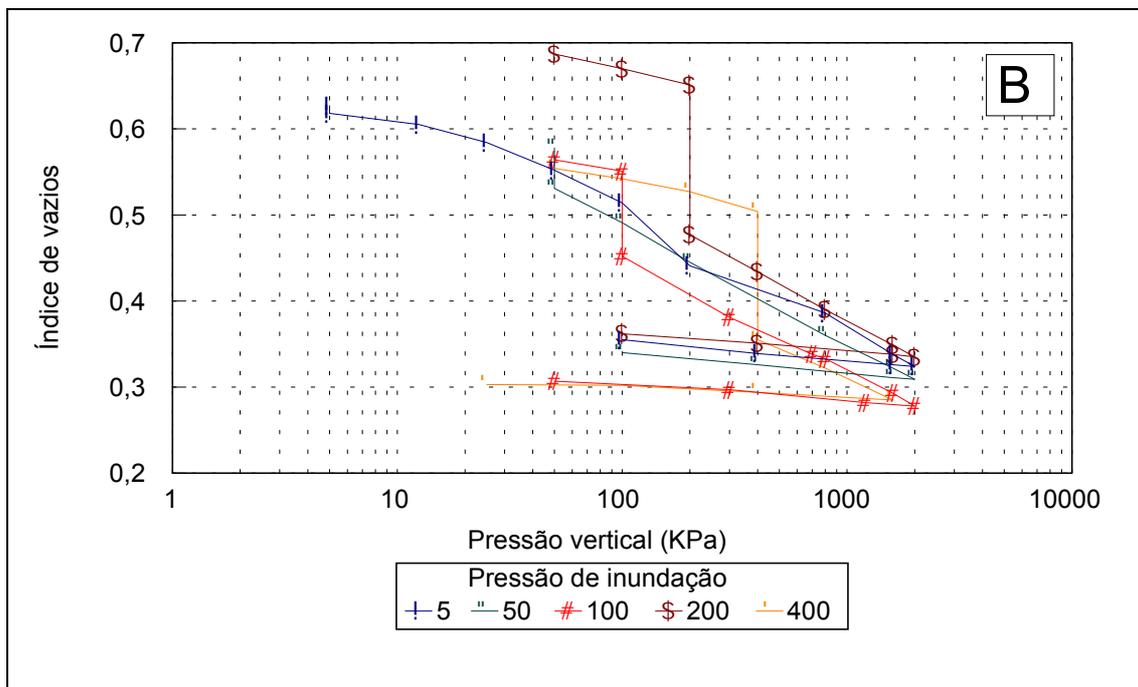
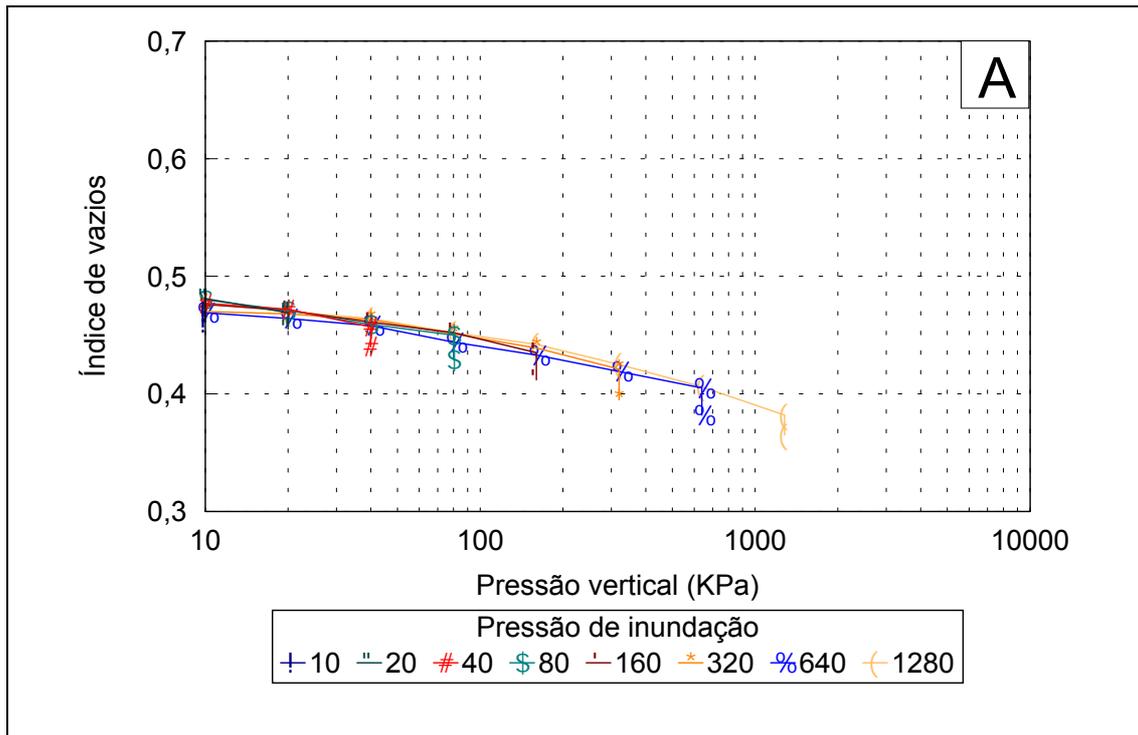


Figura 4.5- Variação do índice de vazios com a tensão vertical de consolidação- ensaio edométrico simples – A) amostra SP-05, B) amostra PI-09.

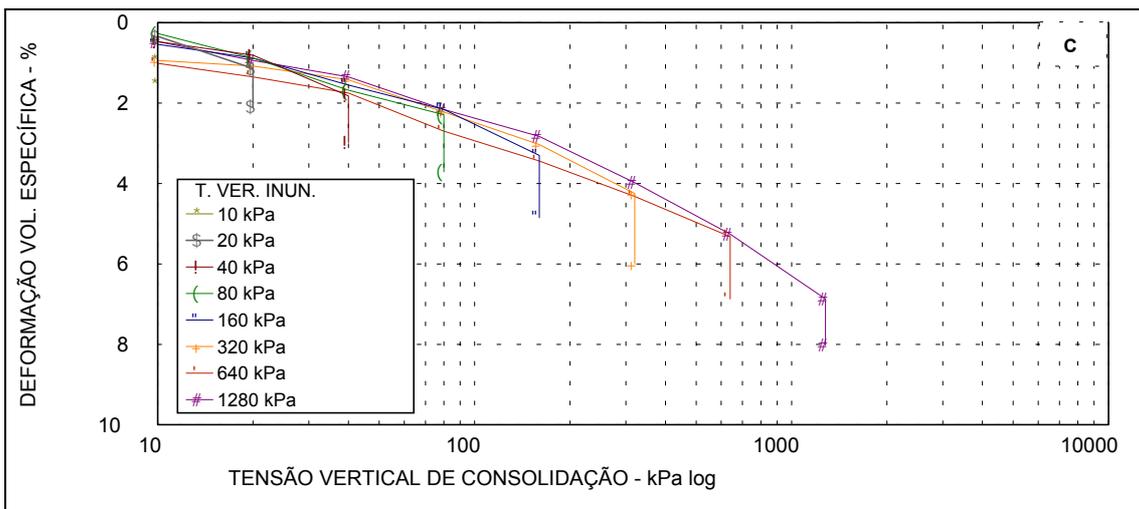
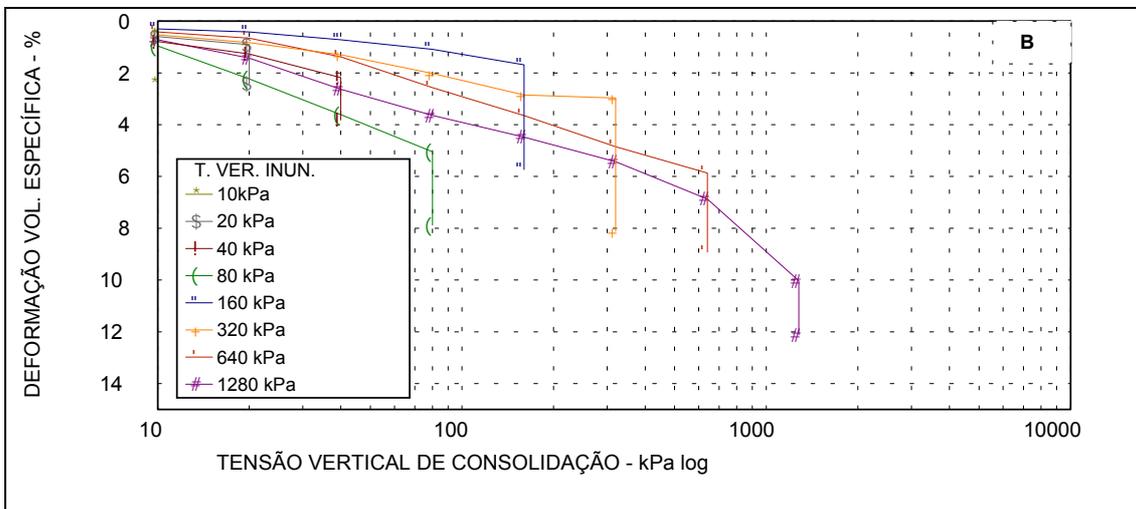
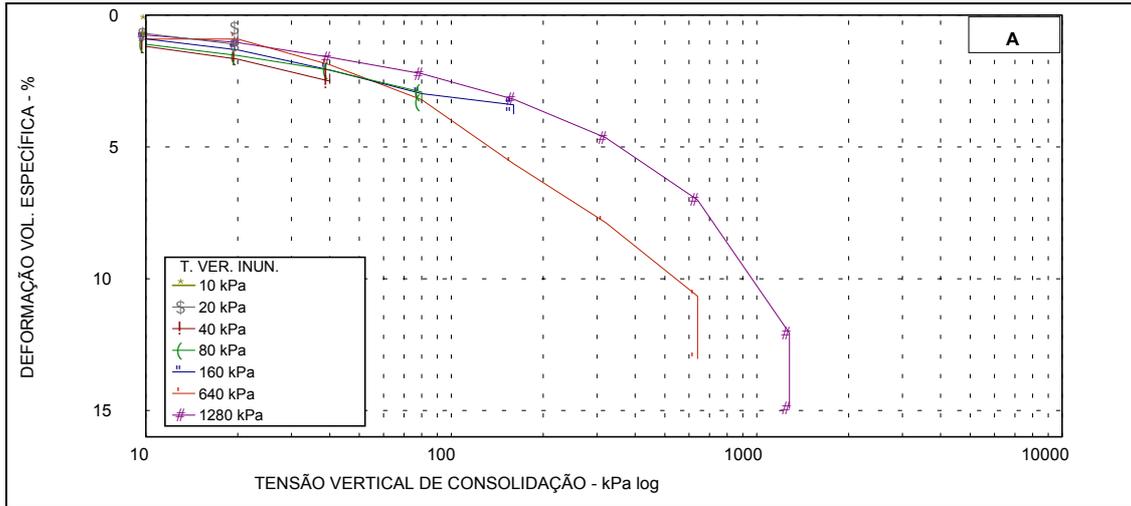


Figura 4.6- Variação da deformação vertical específica com a tensão vertical de consolidação- ensaio edométrico simples – A-amostra SP-01, B-amostra SP-04 e C) amostra SP-05.

A-1 - Potencial de Colapso – Edométrico Simples

Os valores dos potenciais de colapso (CP) e de expansão (SP) foram calculados pela seguinte fórmula:

$$P \text{ ou } SP = \frac{\Delta H}{H_i} \times 100$$

Onde

ΔH = variação da altura do corpo-de-prova;

H_i = altura inicial do corpo-de-prova antes da inundação

Na Tabela 4.5 apresentam-se os potenciais de colapso/expansão para as amostras SP-01, SP-04 e SP-05. Por convenção, o sinal positivo representa potencial de colapso (CP) enquanto o sinal negativo representa potencial de expansão (SP) Na Figura 4.7 mostra-se o comportamento gráfico da tensão de inundação versus o potencial de colapso ou expansão.

Tabela 4.5 – Potenciais de colapso/expansão das amostras SP-01, SP-04 SP-05 e amostra PI-09 –Ensaio edométrico Simples.

AMOSTRA	POTENCIAIS DE COLAPSO NAS TENSÕES VERTICAIS DE INUNDAÇÃO							
	10 kPa	20 kPa	40 kPa	80 kPa	160 kPa	320 kPa	640 kPa	1240 kPa
SP-01	-4,26	-3,80	-1,34	3,95	3,98	5,04	7,78	5,71
SP-04	3,66	3,82	4,15	7,10	9,00	10,19	7,61	5,20
SP-05	4,00	4,13	4,39	5,30	4,09	3,94	4,16	4,12
AM-1	-	-0,735	-0,543	6,468	-	13,660	16,844	10,380
AM-2	1,317	0,950	2,729	1,929	5,557	4,624	8,974	9,240
AM-5	0,355	0,535	1,345	5,861	9,418	12,317	16,240	17,410
AM-7	2,467	2,550	3,398	9,441	12,882	15,697	17,003	16,185
AMOSTRA	POTENCIAIS DE COLAPSO NAS TENSÕES VERTICAIS DE INUNDAÇÃO							
	5 kPa	50 kPa	100 kPa	200 kPa	400 kPa	-	-	-
PI-09	0,51	2,99	6,38	10,54	9,91	-	-	-

Observa-se na Figura 4.7 que a amostra SP-01 apresentou um comportamento de expansão até a tensão próxima de 40 kPa, vindo a comporta-se como solo colapsível, com o potencial de colapso (CP) crescendo até a tensão de 640 kPa para posteriormente diminuir. A amostra SP-04 apresentou colapso com valor em torno de 4% para tensões

entre 10 a 40 kPa e a partir deste valor cresceu até a tensão de 360 kPa depois vindo a cair. A amostra SP-05 apresentou colapso de 4% a 5% entre as tensões de 10 a 80 kPa, atingindo um valor máximo na tensão 160 kPa posteriormente diminuindo até a tensão de 320 kPa. Nota-se que todas as amostras apresentaram comportamento de pico, isto é, o potencial de colapso atinge um máximo para uma determinada tensão para posteriormente diminuir. Segundo VARGAS (1989), ARAGÃO e MELO (1982) e FERREIRA (1995), esse comportamento é típico de solos colapsíveis.

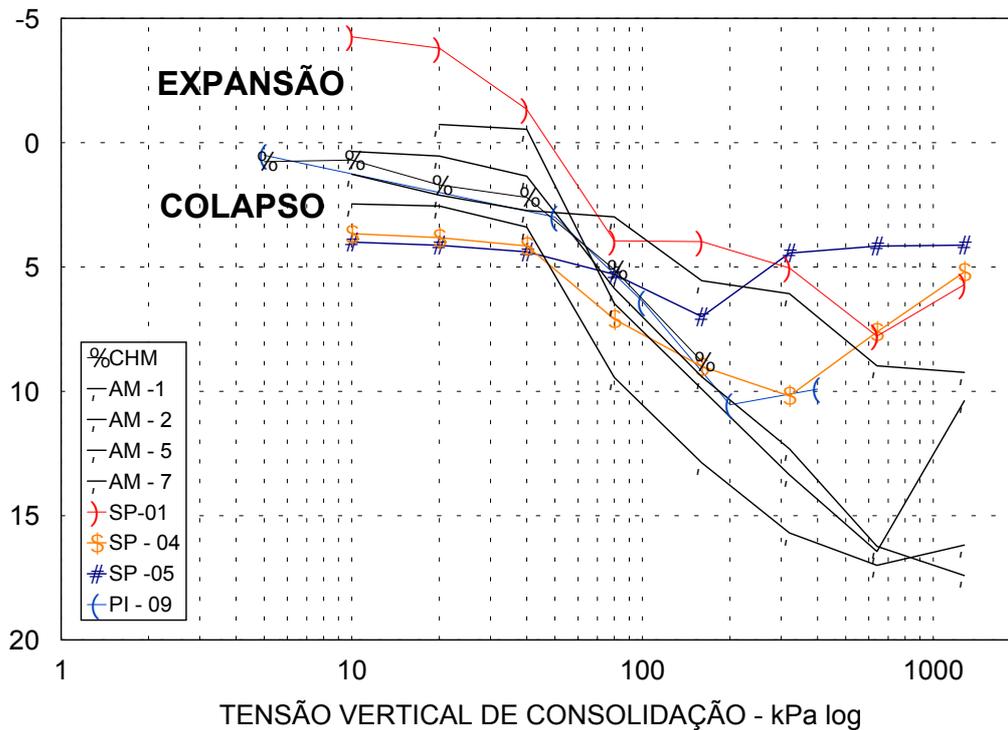


Figura 4.7 – Variação do potencial de colapso/expansão para o ensaio edométrico simples com a tensão vertical de inundação.

B. - Edométricos Duplo

Na Tabelas 4.6 e 4.7 são apresentados os índices físicos iniciais e finais das amostras SP-01, SP-04 e SP-05 para os ensaios edométricos duplo na amostra natural. Na Tabela 4.8 e 4.9 apresentam-se os índices físicos iniciais e finais dos ensaios realizados com a amostra inundada. A variação do índice de vazios versus tensão vertical de consolidação ($e \times \sigma_v - \log$) e da deformação volumétrica versus tensão vertical de consolidação ($\varepsilon \times \sigma_v \log$), dos ensaios edométricos duplo são mostrados, respectivamente nas Figuras 4.8 e 4.9.

Tabela 4.6 – Condições iniciais das amostras SP-01, SP-04 e SP-05 (Edométrico Duplo – Natural)

AMOSTRA	MASSA ESPECÍFICA APARENTE SECA INICIAL (kN/m ³)	UMIDADE INICIAL (%)	GRAU DE SATURAÇÃO INICIAL (%)	ÍNDICE DE VAZIOS INICIAL (e ₀)
SP-01	18,41	4,00	15,88	0,675
SP-04	17,60	1,20	7,31	0,434
SP-05	17,80	1,26	6,84	0,486

Tabela 4.7 – Condições finais das amostras SP-01, SP-04 e SP-05 (Edométrico Duplo – Natural)

AMOSTRA	MASSA ESPECÍFICA APARENTE SECA FINAL (kN/m ³)	UMIDADE FINAL (%)	GRAU DE SATURAÇÃO FINAL (%)	ÍNDICE DE VAZIOS FINAL (e _f)
SP-01	19,43	4,10	18,65	0,589
SP-04	18,89	1,25	11,80	0,401
SP-05	19,42	1,30	9,53	0,360

Tabela 4.8 – Condições iniciais das amostras SP-01, SP-04 e SP-05 (Edométrico Duplo – Inundado)

AMOSTRA	MASSA ESPECÍFICA APARENTE SECA INICIAL (kN/m ³)	UMIDADE INICIAL (%)	GRAU DE SATURAÇÃO INICIAL (%)	ÍNDICE DE VAZIOS INICIAL (e ₀)
SP-01	18,40	4,00	15,81	0,678
SP-04	17,17	1,25	7,62	0,434
SP-05	17,81	1,26	6,84	0,486

Tabela 4.9 – Condições finais das amostras SP-01, SP-04 e SP-05 (Edométrico Duplo – Inundado)

AMOSTRA	MASSA ESPECÍFICA APARENTE SECA FINAL (kN/m ³)	UMIDADE FINAL (%)	GRAU DE SATURAÇÃO FINAL (%)	ÍNDICE DE VAZIOS FINAL (e ₀)
SP-01	19,40	14,94	98,71	0,381
SP-04	19,55	16,40	99,97	0,244
SP-05	19,42	18,25	99,99	0,292

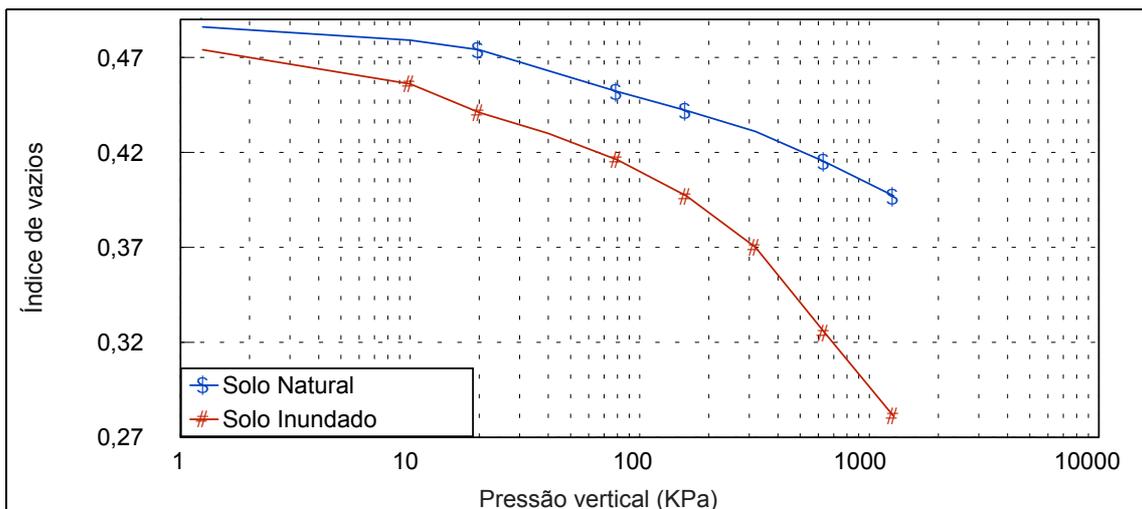
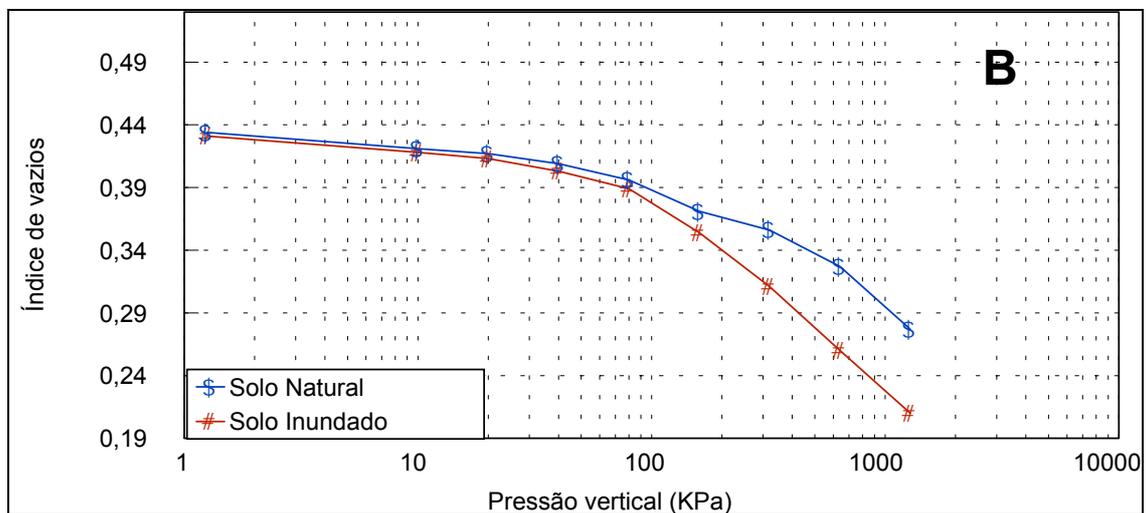
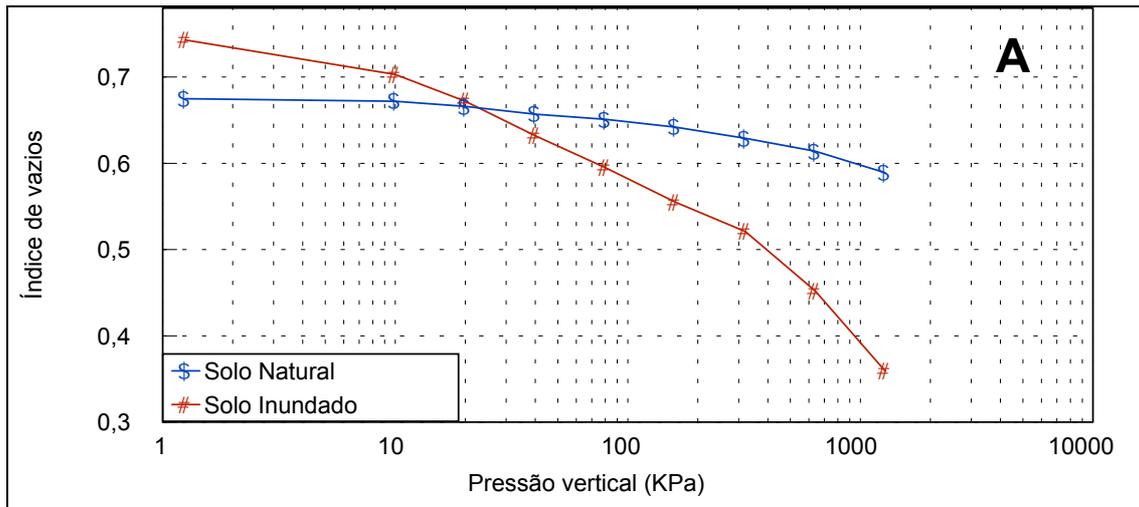


Figura 4.8 – Variação do índice de vazios com a tensão vertical de consolidação – ensaio duplo – A) amostra SP-01, B) amostra SP-04 e C) amostra SP-05.

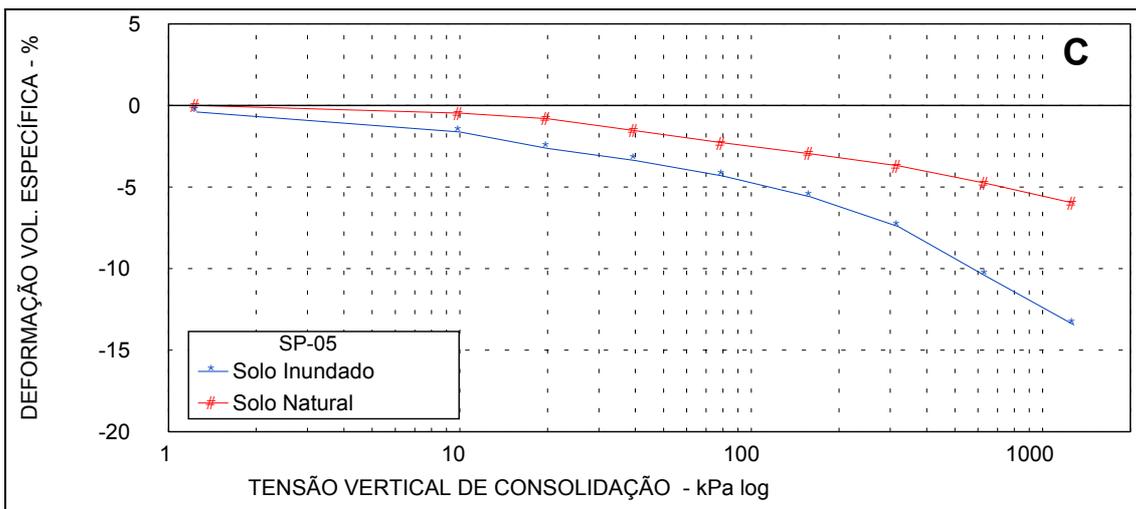
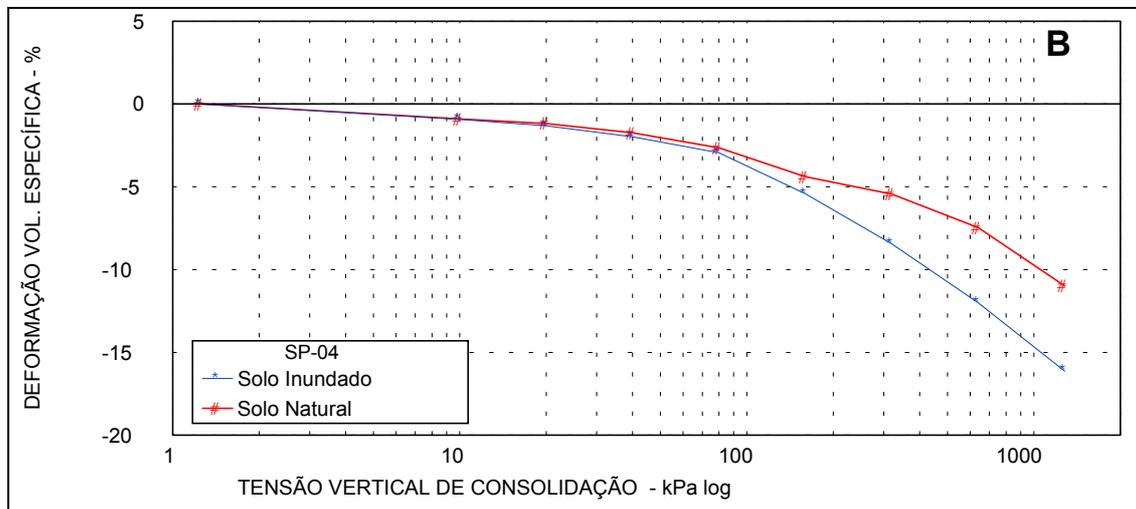
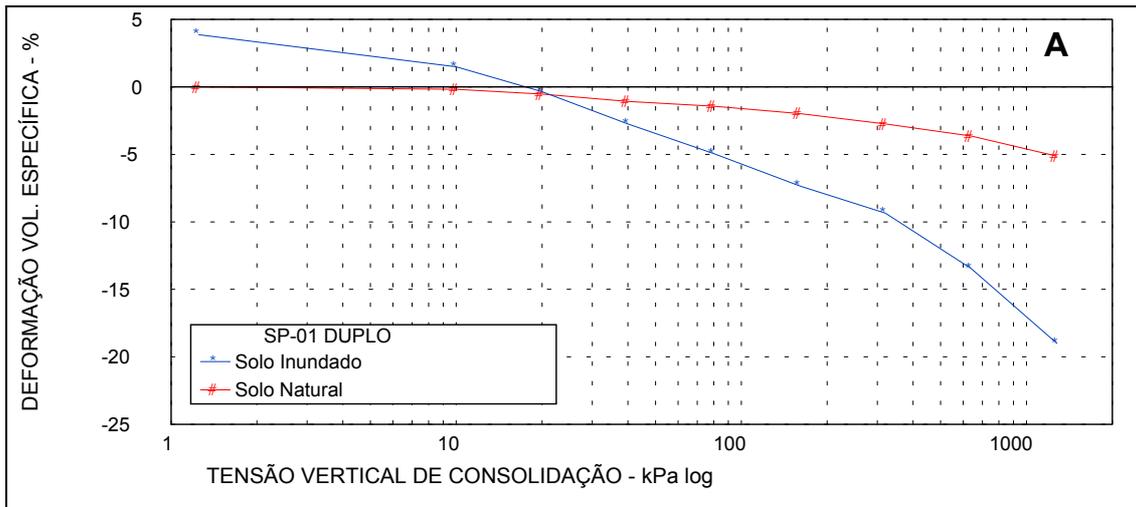


Figura 4.9 – Variação da deformação volumétrica específica com a tensão vertical de consolidação-ensaio duplo – A) amostra SP-01. B) amostra SP-04 C) amostra SP-05

B - Potencial de Colapso – Edométrico Duplo

Na Tabela 4.10 apresentam-se os valores dos potenciais de colapso ou expansão dos ensaios edométricos duplos, calculados pela seguinte equação:

$$CP(\%) \text{ ou } SP(\%) = \left(\frac{\varepsilon_{Vnat} - \varepsilon_{Vinund}}{1 - \varepsilon_{nat}} \right) \times 100 \quad (\text{Equação 4.1})$$

Onde ε_{Vnat} = Deformação volumétrica específica da amostra no estado natural;

ε_{Vinund} = Deformação volumétrica específica da amostra inundada.

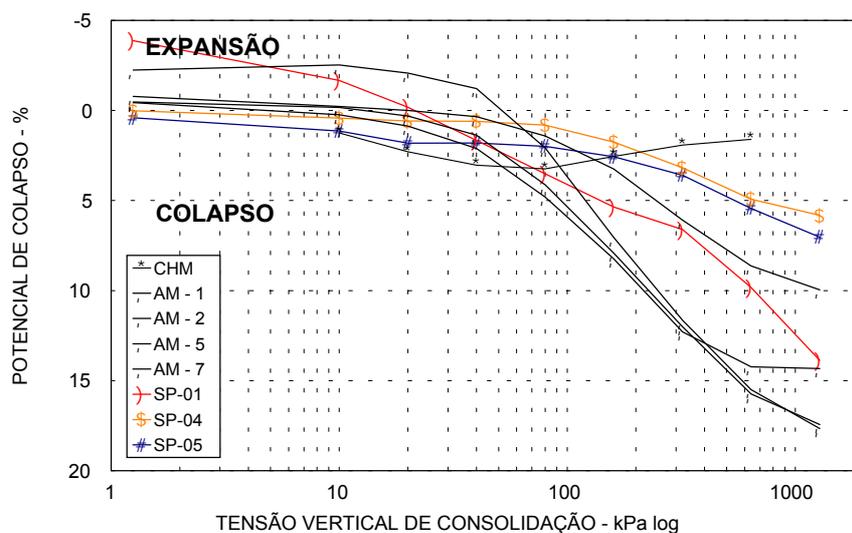
CP e SP = Potencial de colapso e de Expansão, respectivamente.

Na Figura 4.10 mostra-se a variação destes potenciais com a tensão vertical de inundação

Tabela 4.10 – Potenciais de colapso das amostras –Ensaio edométrico Duplo

AMOSTRA	POTENCIAIS DE COLAPSO NAS TENSÕES VERTICAIS DE INUNDAÇÃO							
	10 kPa	20 kPa	40 kPa	80 kPa	160 kPa	320 kPa	640 kPa	1240 kPa
SP-01	-1,669	-0,180	1,667	3,513	5,360	6,610	9,827	13,816
SP-04	0,421	0,581	0,605	0,812	1,075	3,183	4,921	5,82
SP-05	1,151	1,818	1,830	2,036	2,647	3,371	5,695	7,456
AM-1	-2,526	-2,076	-1,213	2,081	7,049	11,645	15,498	17,659
AM-2	-0,224	-0,005	0,342	1,420	3,249	6,088	8,627	9,961
AM-5	-0,168	0,307	1,370	4,133	7,924	12,010	15,736	17,439
AM-7	0,239	0,864	2,107	4,812	8,241	12,289	14,225	14,326
CHM	1,25	2,29	3,04	3,24	2,55	1,92	1,6	-

Amostras AM-1, AM-2, AM-5 AM-7-FUCALE (2000); Amostra CHM – ARAGÃO e MELO (1982)



CHM – ARAGÃO e MELO (1982); AM-1, AM-2, AM-5 e AM-7 – FUCALE (2000)

Figura 4.10 – Variação do potencial de colapso/expansão com tensão vertical de consolidação – Ensaio Edométrico Duplo.

Dos ensaios edométricos duplo, pode-se observar que os valores dos potenciais de colapso crescem com o acréscimo da tensão vertical de consolidação e não apresentam comportamento de pico. Este comportamento foi observado por FUCALE (2000). Os valores obtidos pelos ensaios edométricos duplo, são, em geral, inferiores aos dos ensaios edométricos simples. A amostra SP-01 apresentou comportamento de expansão-colapso similarmente ao apresentado pelo ensaio edométrico simples.

4.3 – COMPORTAMENTO DE VARIAÇÃO DE VOLUME E MUDANÇA ESTRUTURAL

O comportamento de variação de volume do solo submetido a um nível de tensão quando o teor de umidade aumenta é apresentado de forma integrada na Figura 4.11. Relaciona a distribuição dos grãos do solo com o estado de compactação e microestrutura antes e após o colapso e tensão vertical de consolidação.

Na amostra indeformada no seu estado natural, a matriz do solo é constituída por intensa quantidade de grãos de areia e pouca argila. Os grãos de areia são quase totalmente de quartzo, sendo de tamanhos variados e formas arredondadas e angulares. A pequena quantidade de argila encontra-se revestindo total ou parcialmente os grãos do esqueleto (areia), quase sempre não se estendendo ou formando pontes entre eles. Este tipo de estrutura condiciona a formação predominante de um tipo de porosidade designada poros do empacotamento simples, ou seja, os espaços vazios que resultam da junção de partículas de diferentes tamanhos e formas. Alguns poucos canais e câmaras (atividade biológica) foram observados.

A amostra do solo comprimiu 4,80% sob tensão vertical de 320 kPa, e a amostra do solo sob tensão de 640 kPa comprimiu 9,6%, a umidade constante, porém agora com índices de vazios menores, graus de saturação e pesos específicos aparentes seco maiores. Ambas colapsaram quando inundadas sendo que uma colapsou 1,8% a que estava submetida à tensão menor e a outra colapsou 2,6%.

Após o processo de colapso a amostra do solo foi preparada com descrita no item 3.4.2 observa-se que as estruturas do solo após colapso são similares às da amostra indeformada do solo natural. Há, entretanto, um empacotamento mais denso entre os grãos, causado pela aplicação da tensão e do colapso. A microestrutura do solo após colapso ainda é instável podendo apresentar novos colapsos quando ocorre um novo ciclo secagem-umedecimento e os grãos de areia encontram-se revestidos com argila iluvial, porém com menor espessura do que na amostra indeformada. A percolação da água

provoca um carreamento das partículas de argilas que passam a preencher os vazios presentes na amostra inderformada.

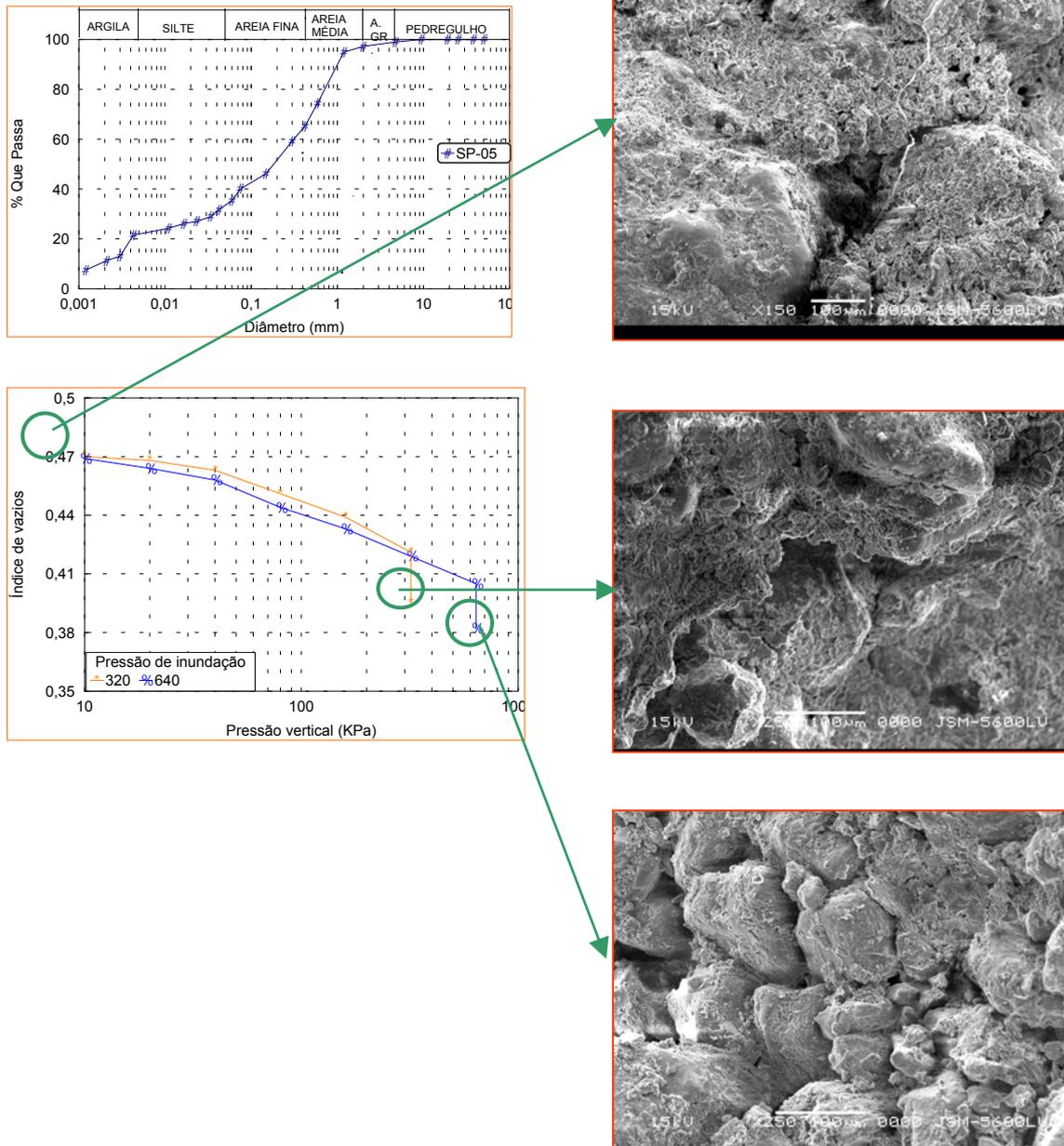


Figura 4.11 - Variação do índice de vazios com a variação de tensão e de umidade - relacionado a distribuição dos grãos do solo com o estado de compactidade e microestrutura antes e após o colapso nas tensões de 320 KP e 640 KPa.

4.4 - CRITÉRIOS DE IDENTIFICAÇÃO E CLASSIFICAÇÃO DOS SOLOS COLAPSÍVEIS E EXPANSIVOS APLICADOS AO MUNICÍPIO DE PETROLINA

Os resultados dos ensaios de laboratório serão utilizados para efeito de identificação e classificação dos solos de Petrolina. Serão analisados os critérios de GIBBS e BARA (1962), REGINNATO E FERRERO (1973) e BASMA e TUNCER (1992). As amostras que apresentaram atividade serão analisadas pelo critério de SEED (1962).

4.4.1. - Critério de GIBBS e BARA (1962)

Segundo o critério de GIBBS e BARA (1962) aplicado ao solo de Petrolina, Figura 4.12, verifica-se que as amostras AM-1, AM-2, AM-5 e AM-7 estão confirmadas como sendo colapsíveis enquanto a amostra SP-01 está na zona de solo não colapsível, embora apresentasse um comportamento de expansão seguido de colapso. As amostras SP-04* e SP-05* estão no limite entre solo “não colapsível” e “colapsível”. Estas amostras não foram submetidas ao ensaio edométrico, mas duas outras amostras coletadas próximas, as amostras SP-04 e SP-05 apresentaram colapso.

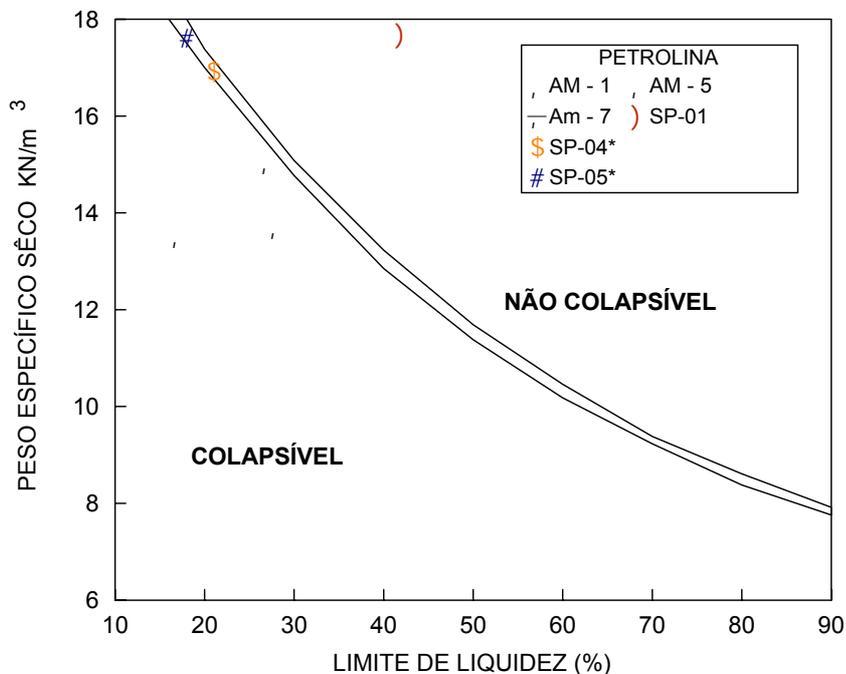


Figura 4.12- Critério de identificação de solos colapsíveis segundo GIBBS e BARA (1962)

4.4.2. - Critério de REGINNATO e FERRERO (1973)

O critério de REGINNATO e FERRERO (1973) foi aplicado às amostras SP-01, SP-04 e SP-05 como é mostrado na Figura 4.13.

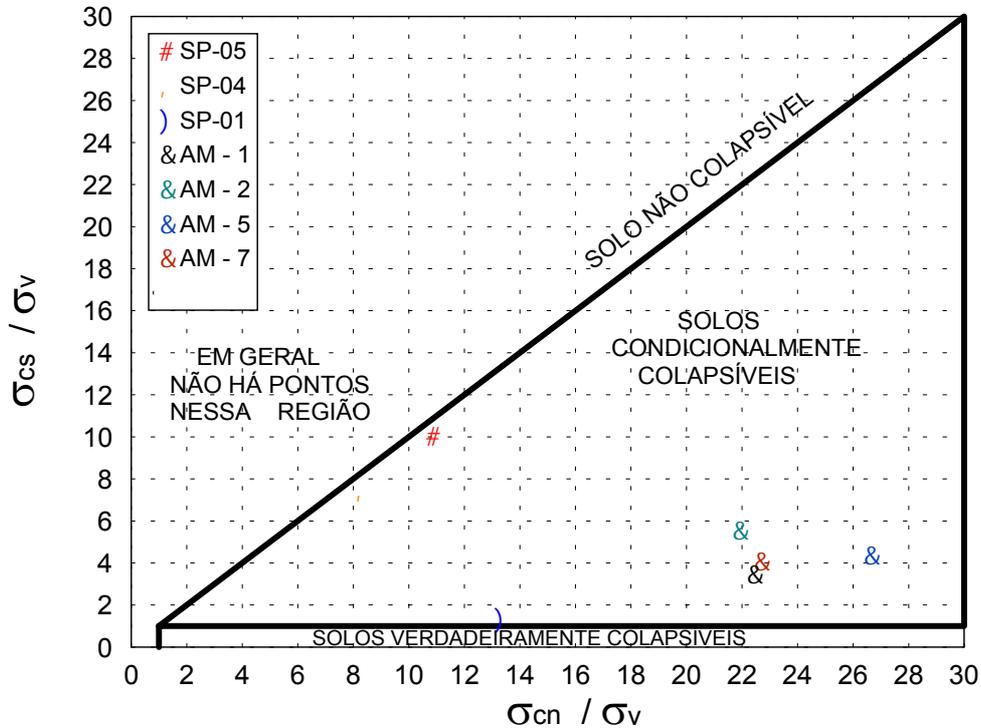


Figura 4.13 – Critério de identificação de solos colapsíveis segundo REGINNATO e FERRERO (1973).

Observando-se os resultados dos ensaios, verifica-se que por este critério as amostras SP-01, SP-04 e SP-05 são classificadas como solo condicionalmente colapsível ($\sigma_{v_{pn}} > \sigma_{v_0}$ e $0 < C < 1$), Isto é, ocorrerá colapso desde que haja uma tensão externa e aumento da umidade.

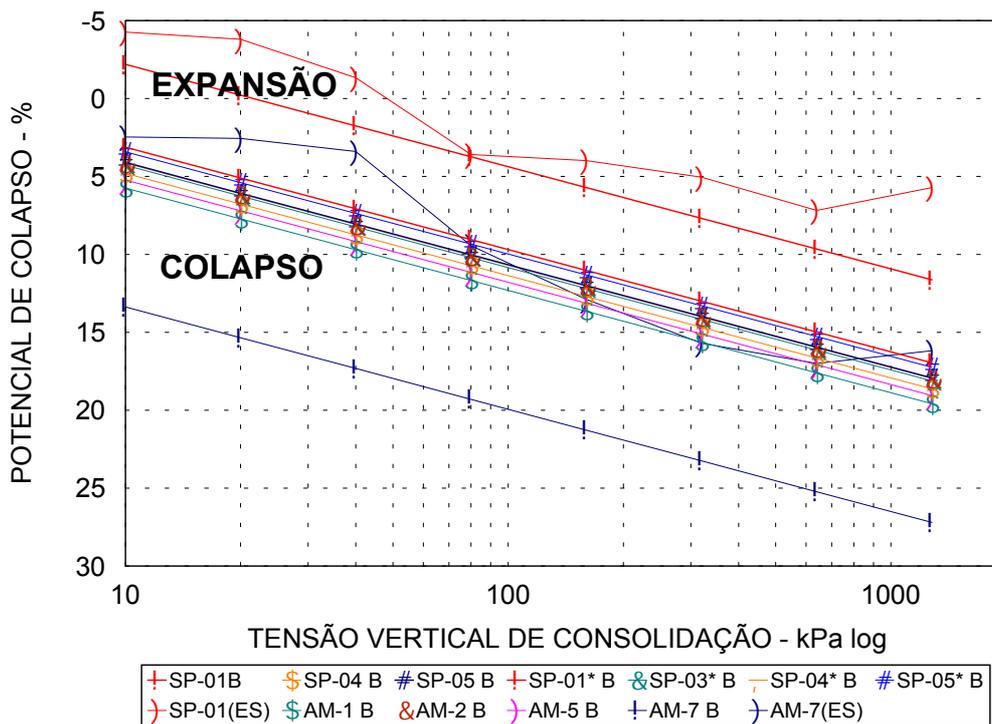
4.4.3. - Critério de BASMA e TUNCER (1992)

Foi aplicado critério de BASMA e TUNCER (1992) às amostras SP-01, SP-04, SP-05, SP-01*, SP-04* e SP-05* bem como às amostras AM-1, AM-2, AM5 e AM-7 de FUCALE (2000). A equação 2.4 foi utilizada para calcular o valor do potencial de colapso ou expansão com base nos índices físicos das amostras e do potencial de colapso/expansão. O resultado é mostrado na Tabela 4.11 e na Figura 4.14 é observado o comportamento do potencial de colapso quando se aumenta a tensão edométrica.

Tabela 4.11 – Estimativa do potencial de colapso pelo critério de BASMA e TUNCER (1992)

Solo	(S-C) (%)	Wi (%)	γ_d (kN/m ³)	CP							
				TENSÃO DE INUNDAÇÃO (kPa)							
				10	20	40	80	160	320	640	1280
SP-01	41	4,00	18,4	-2,20	-0,22	1,76	3,73	5,71	7,68	9,66	11,64
SP-04	67	1,23	17,15	4,80	6,77	8,75	10,72	12,70	14,68	16,65	18,63
SP-05	87	1,26	17,83	4,10	6,07	8,05	10,03	12,00	13,98	15,96	17,93
SP-01*	42	2	17,8	0,63	2,60	4,58	6,56	8,53	10,51	12,48	14,46
SP-03*	58	2	17,2	3,65	5,63	7,61	9,58	11,56	13,53	15,51	17,49
SP-04*	56	2	17,15	3,67	5,64	7,62	9,59	11,57	13,55	15,52	17,50
SP-05*	46	2	17,83	0,83	2,80	4,77	6,75	8,73	10,70	12,68	14,65
AM-1	17	14,84	13,78	5,74	7,72	9,7	11,67	13,65	15,63	17,60	19,58
AM-2	84	2,48	17,57	4,16	6,14	8,11	10,09	12,06	14,04	16,02	17,99
AM-5	18	7,08	15,06	5,23	7,20	9,18	11,15	13,13	15,11	17,08	19,06
AM-7	45	3,84	13,53	13,37	15,35	17,32	19,30	21,28	23,25	25,23	27,20

(S-C)- Diferença entre %de areia e%de argila; AM-1,AM-2,AM-5 e AM-7 – FUCALE (2000)



Nota: B=aplicado ao método de BASMA e TUNCER (1992); (ES) Resultado do ensaio Edom Simples

Figura 4.14 – Tensão vertical versus potencial de colapso/expansão – Método de BASMA e TUNCER (1992)

Na Figura 4.14 verifica-se que o critério de BASMA e TUNCER (1992) não apresenta um comportamento de pico, característicos de solos colapsíveis. A tendência é, ao se aumentar a tensão edométrica, aumenta-se, linearmente, o potencial de colapso. Nesta Figura, foram dispostos os resultados dos ensaios edométrico simples da amostra SP-01

e da amostra AM-7 – FUCALE (2000). Nota-se que apenas a amostra SP-01 apresentou uma razoável correlação. As outras amostras dos ensaios edométricos simples e duplo não apresentaram uma boa correlação com este método (não apresentadas na Figura 4.14)

4.4.4. – Critério de MILTON VARGAS (1978)

Os resultados dos ensaios edométricos simples das amostra SP-01, SP-04 e SP-05 deste trabalho e a amostra PI – 09 (CODEVASF,1998) são analisadas de acordo com o critério de MILTON VARGAS (1978). A equação 2.3 foi usada e o resultado é apresentado na Tabela 4.12.

Tabela 4.12 Colapso Estrutural (MILTON VARGAS, 1978)

Amostra	Colapso Estrutural i (%) para as tensões de inundações											
	10 kPa	20 kPa	40 kPa	50 kPa	80 kPa	100 kPa	160 kPa	200 kPa	320 kPa	400 kPa	640 kPa	1280 kPa
SP-01	-	-	-	-	3,95	-	3,98	-	5,04	-	7,78	5,71
SP-04	3,66	3,82	4,15		7,10	-	9,00	-	10,19	-	7,61	5,20
SP-05	4,00	4,13	4,39	-	5,30	-	4,09	-	3,94	-	4,16	4,12
PI-09	-	-	-	2,99	-	6,38	-	10,54	-	9,91	-	-

Pelo critério do Colapso Estrutural (MILTON VARGAS, 1978), as amostras são colapsíveis para as tensões avaliadas, com o valor do Colapso Estrutural i (%) maior que 2%.

4.4.5. - Critério de SEED (1962)

As amostras que apresentaram índice de atividade diferente de zero foram analisadas sob o critério de SEED (1962) citado por MITCHELL (1993), como mostra a Figura 4.15. Todas amostras apresentadas neste trabalho, por este critério, foram classificadas como de baixo potencial de expansão apesar das amostras SP-01 apresentar comportamento de expansão para tensões de até 40 kPa.

As amostras SP-01 e SP-04*, apesar de apresentarem índice de atividade alto (1,27 e 2,1, respectivamente), também foram classificadas por este critério como de baixo potencial para expansão.

Deve-se observar que o critério de SEED (1962) op.cit. não leva em consideração a pressão vertical a qual a amostra está submetida.

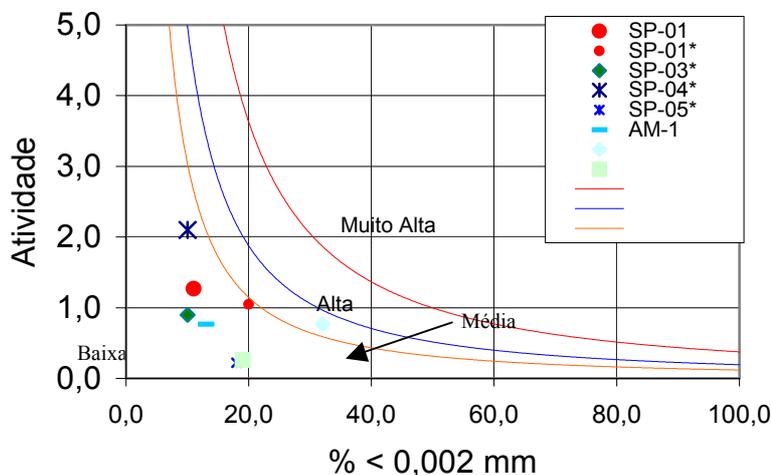


Figura 4.15 - Potencial de expansão pelo critério de SEED (1962) para amostras SP-01, SP-01*, SP-03*, SP-04* e SP-05* e FUCALE (2000) (Apud MITCHELL, 1993).

4.5. – CARTAS DE SUSCETIBILIDADE

4.5.1 – Cartas de suscetibilidade de ocorrência de solos colapsíveis

Nas Figuras 4.16 e 4.17 são apresentadas as cartas de suscetibilidade de ocorrência de solos colapsíveis, respectivamente, com base na geologia e na pedologia. Na Figura 4.18 é apresentada a carta de suscetibilidade de ocorrência de solos colapsíveis com base na interseção dos temas geologia, pedologia e clima. Nesta carta, verifica-se que cerca de 6% da área do município apresenta alta suscetibilidade de ocorrência ao colapso e cerca de 44% apresenta uma suscetibilidade média de ocorrência ao colapso. A Tabela 4.13 sumariza os resultados obtidos para todas as cartas.

Como se observa no mapa da Figura 4.18, a sede do município de Petrolina está sob uma área de suscetibilidade alta de ocorrência de solos colapsíveis. Esta área é onde se concentra a maior parte da população do município e, conseqüentemente, a que mais se desenvolve, devendo, portanto, demandar os maiores cuidados por parte dos engenheiros, construtores e prefeitura do município, devendo-se verificar sempre a possibilidade de colapso.

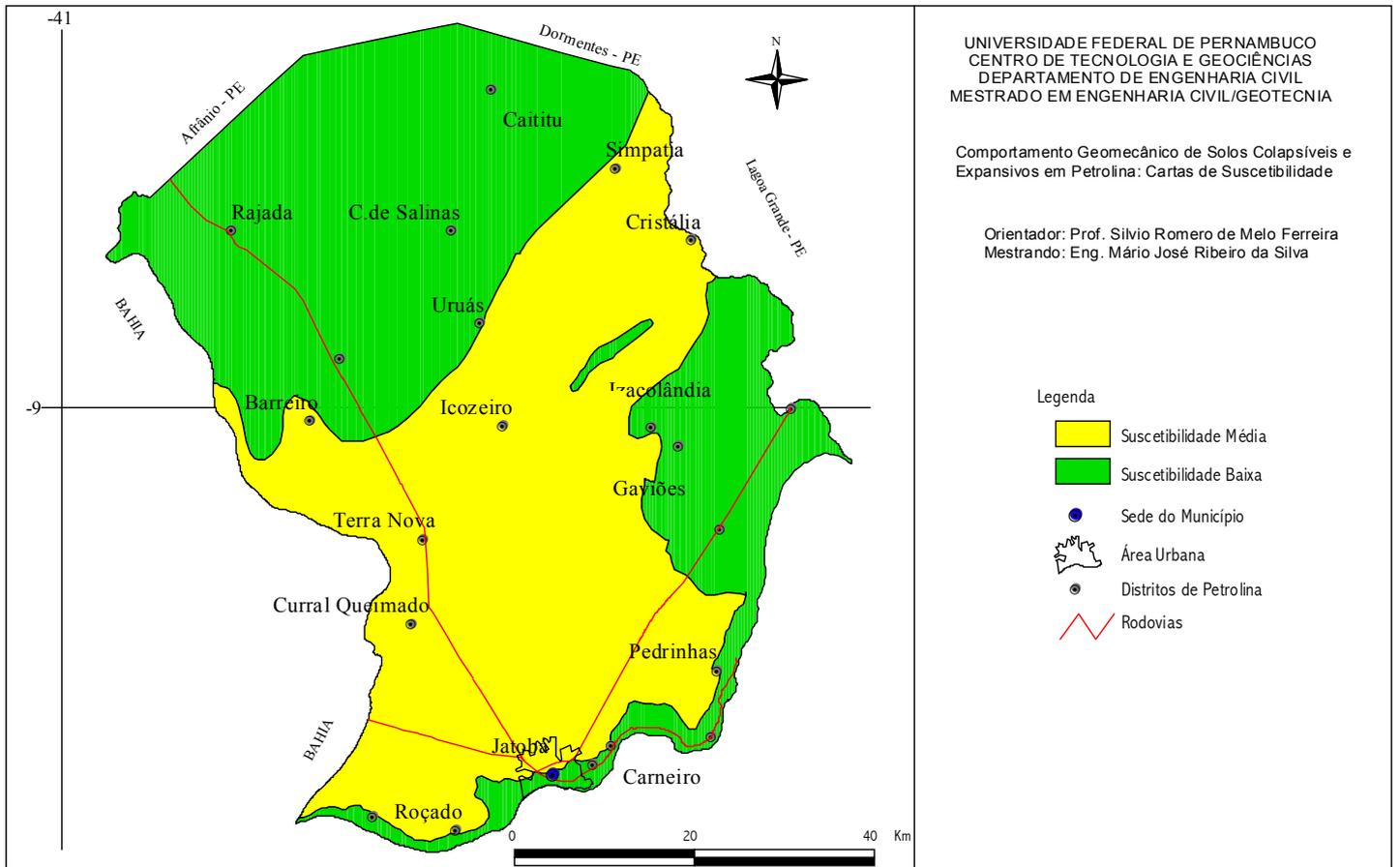


Figura 4.16 – Carta de Suscetibilidade de Ocorrência de Solos Colapsíveis com Base na Geologia

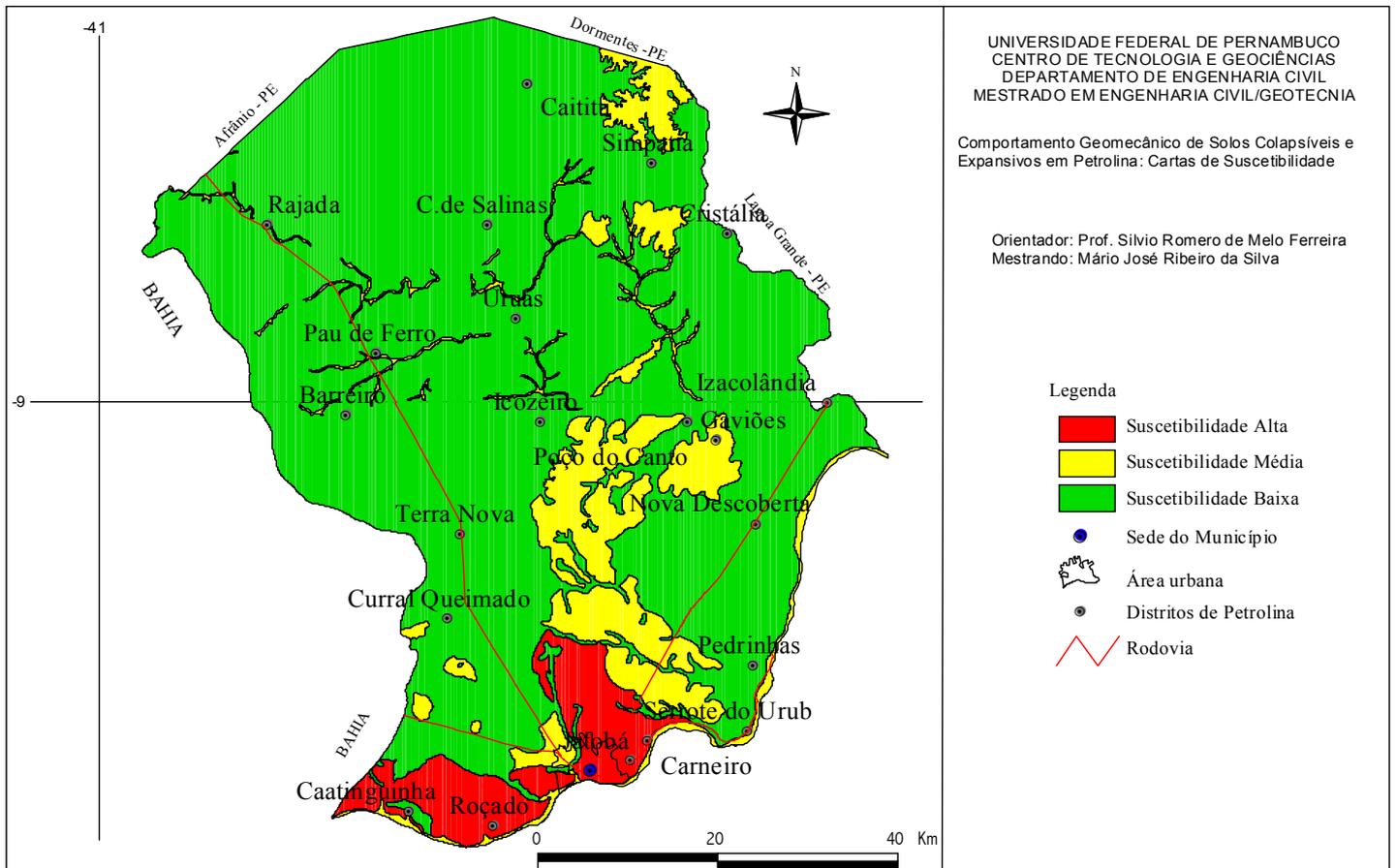


Figura 4.17 – Carta de Suscetibilidade de Ocorrência de Solos Colapsíveis com Base na Pedologia

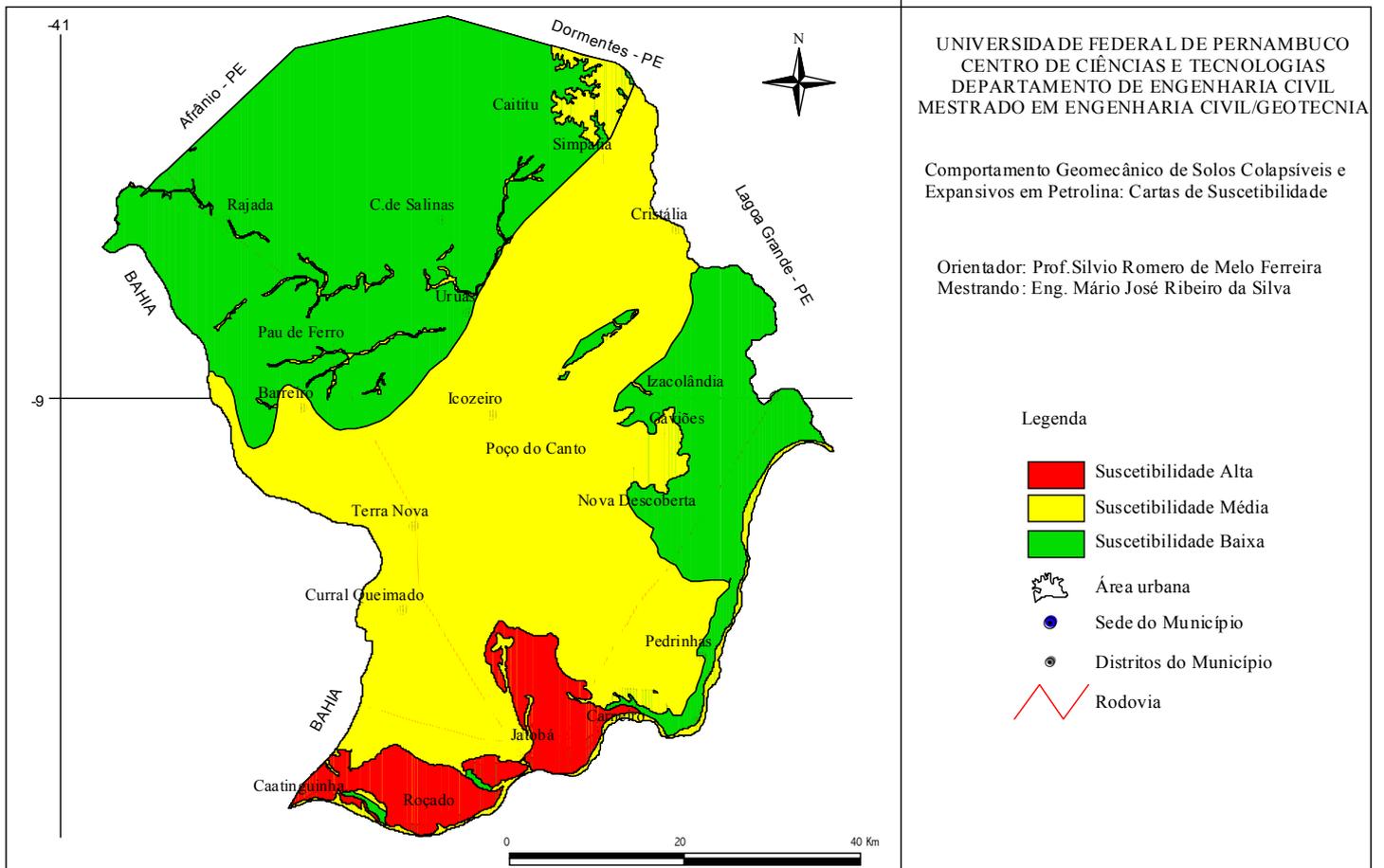


Figura 4.18 – Carta de Suscetibilidade de Ocorrência de Solos Colapsíveis com Base na Geologia, Pedologia e Clima

Tabela 4.13 – Percentual de suscetibilidade de ocorrência ao colapso por tema.

Carta de suscetibilidade	Alta (%)	Média (%)	Baixa (%)
base na geologia	0	50,33	49,47
Base na pedologia	6,31	13,29	80,39
Base no clima	100	0	0
Base nos 3 temas	6,33	43,91	49,76

4.5.2 – Cartas de suscetibilidade ocorrência de solos expansivos

Nas Figuras 4.19 e 4.20 são apresentadas as cartas de suscetibilidade de ocorrência de solos expansivos com base na geologia e na pedologia, respectivamente. Na Figura 4.21 mostra-se a carta de suscetibilidade de ocorrência de solos expansivos com base na interseção dos temas geologia, pedologia e clima. Verifica-se que existe uma grande porção da área norte e parte da área nordeste do município que apresenta suscetibilidade média à expansão, correspondendo a cerca de 48% da área do município. A Tabela 4.14 mostra a relação entre a área do município, e a suscetibilidade à expansão de acordo com os temas (Geologia, pedologia e clima)

Tabela 4.14 - Percentual de suscetibilidade de ocorrência à expansão por tema.

Carta de suscetibilidade	Alta (%)	Média (%)	Baixa (%)
base na geologia	0	44,52	55,48
Base na pedologia	0,59	14,11	85,30
Base no clima	100	0	0
Base nos 3 temas	0,02	48,03	51,95

4.6 – VERIFICAÇÃO DA METODOLOGIA PROPOSTA

Nas cartas apresentadas na Figuras 4.22 e 4.23, estão localizados pontos de coleta de amostras onde foram encontrados solos, respectivamente, colapsíveis e expansivos no município de Petrolina. Na Tabela 4.15, relaciona-se os locais de ocorrência e a indicação de alta, média ou baixa suscetibilidade à ocorrência de solos colapsíveis e expansivos obtidos a partir das cartas propostas pela metodologia usada neste trabalho. Observa-se que nos 16 locais de ocorrência de solos colapsíveis, 5 amostras estão localizados em área de alta suscetibilidade, 5 situam-se em área de média suscetibilidade e 6 amostras situam-se em área de baixa suscetibilidade.

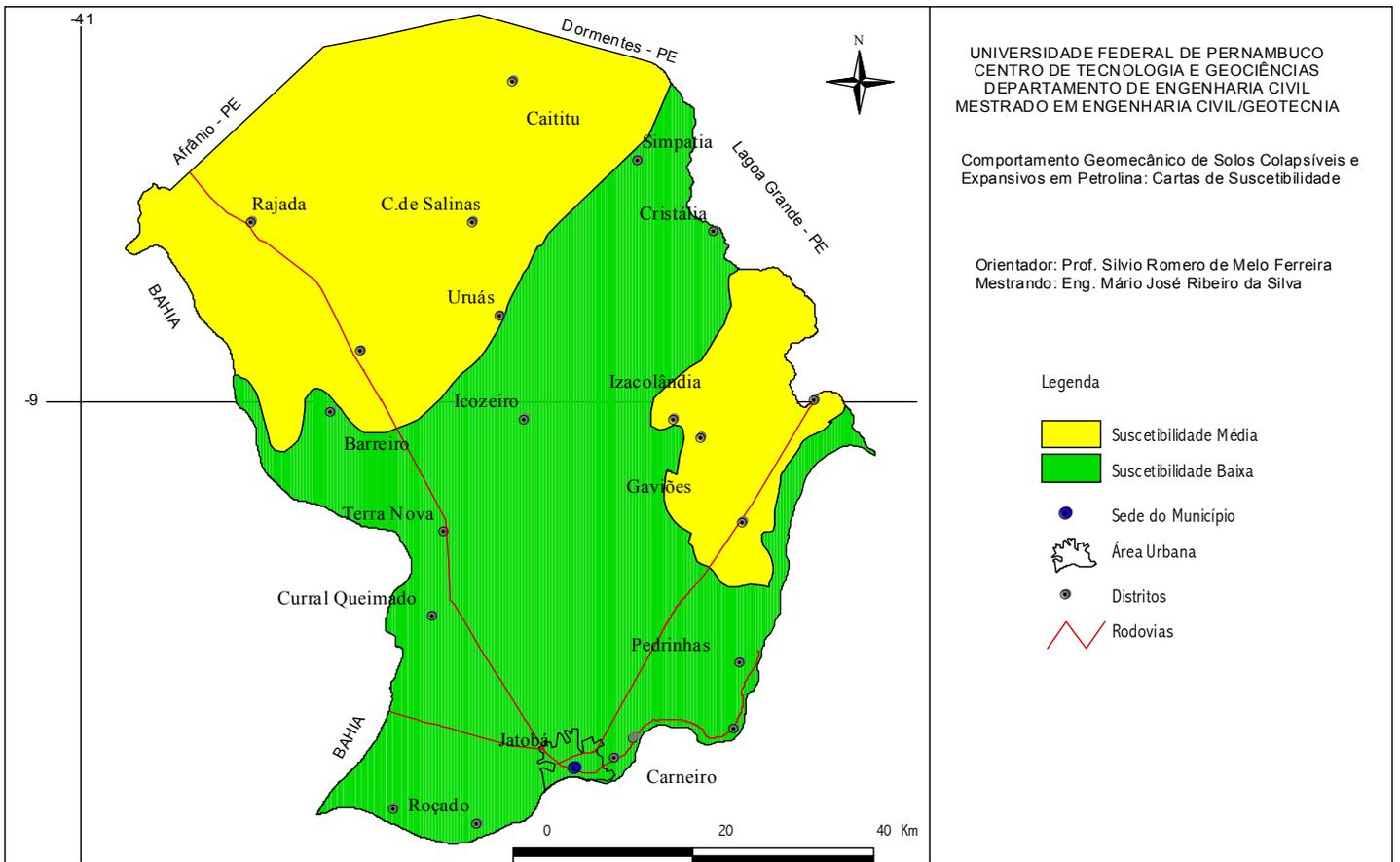


Figura 4.19 – Carta de Suscetibilidade de Ocorrência de Solos Expansivos com Base na Geologia

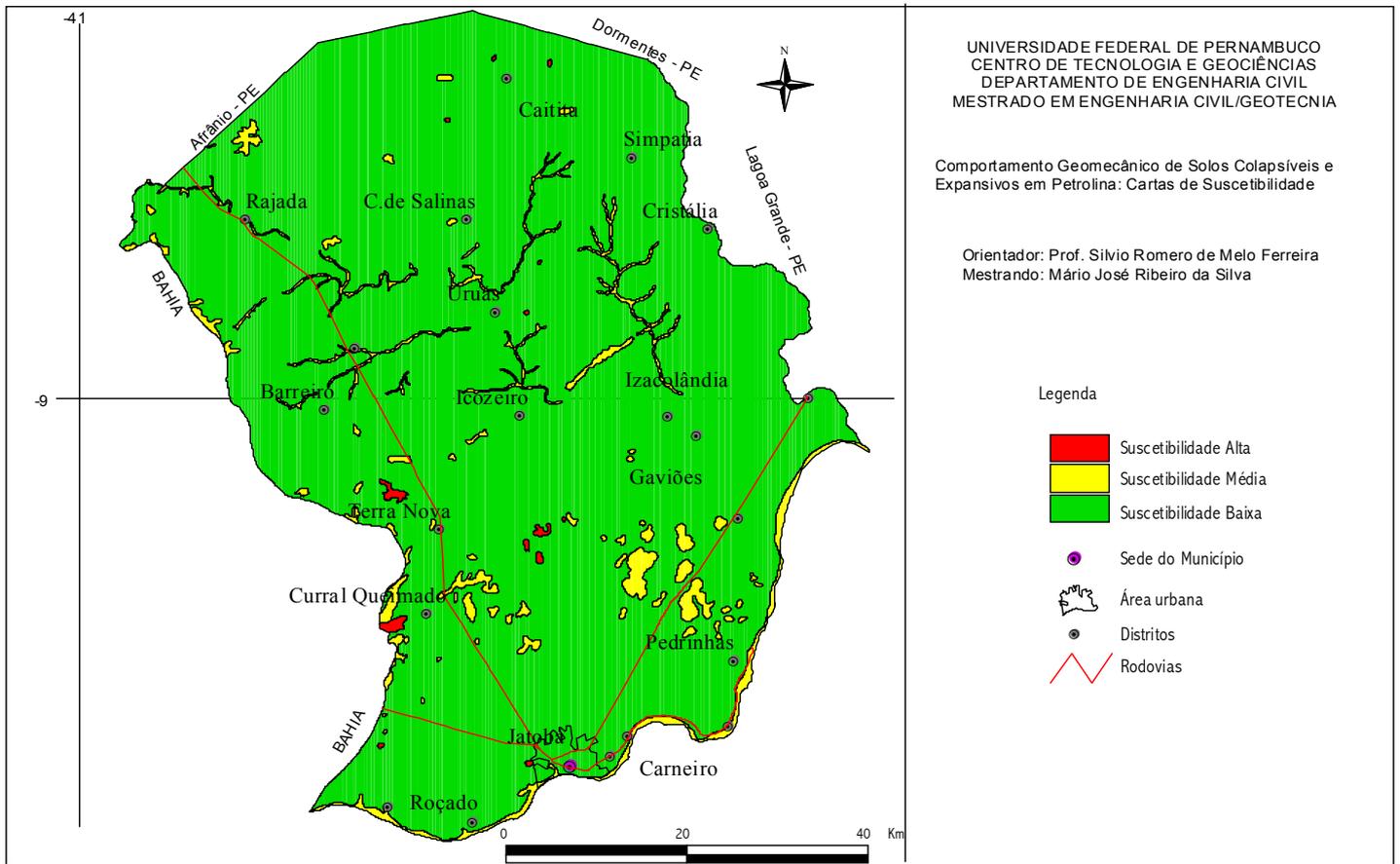


Figura 4.20 – Carta de Suscetibilidade de Ocorrência de Solos Expansivos com Base na Pedologia

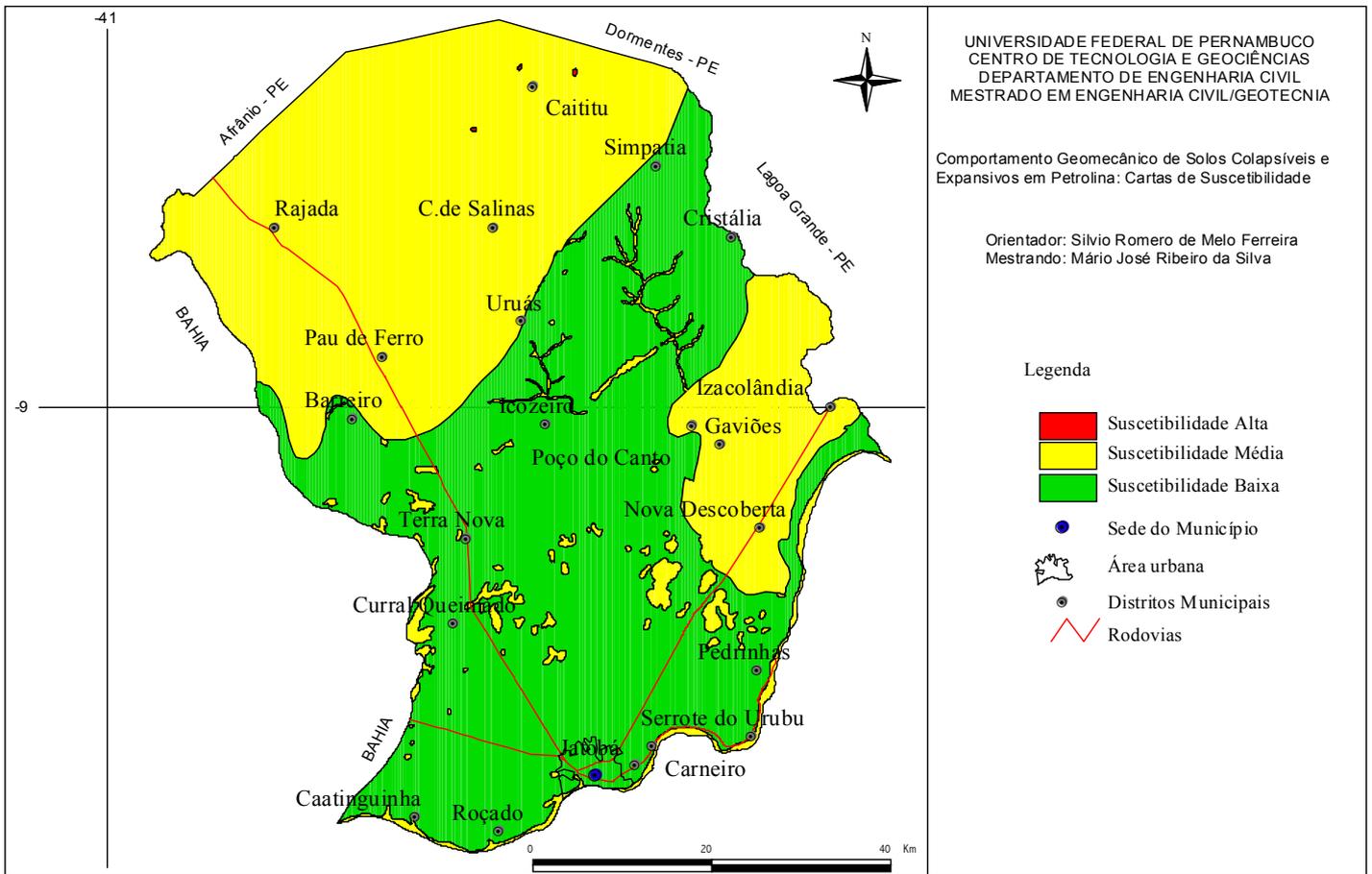


Figura 4.21 – Carta de Suscetibilidade de Ocorrência de Solos Expansivos com Base na Geologia, Pedologia e Clima

Tabela 4.15 –Locais de ocorrência de solos colapsíveis e expansivos do município de Petrolina e suscetibilidade de ocorrências de solos colapsíveis e expansivos nestes locais

Locais de ocorrência de solos colapsíveis/Expansivos	Suscetibilidade de ocorrência de solos	
	Colapsíveis	Expansivos
Condomínio Prive Village (SP-01,SP-04 e SP-05)	Alta	Baixa*
Condomínio Massagana ¹ (CHM)	Alta	
Amostra Pn-1 (Canal Pontal Azul) (AM-1)	Média	Média
Amostra Pn-2 (Canal Pontal Azul) (AM-2)	Média	-
Amostra Pn-4 (Canal Pontal Azul)	Baixa	-
Amostra Pn-5 (Canal Pontal Azul) (AM-05)	Média	-
Amostra Pn-6 (Canal Pontal Azul)	Média	-
Amostra Pn-7 (Canal Pontal Azul) (AM-07)	Média	-
Amostra Pn-8 (Canal Pontal Azul)	Baixa	-
Amostra Pn-11 (Canal Pontal Azul)	Média	-
Amostra PI –09 ²	Alta	-

¹ ARAGÃO e MELO (1982); Amostras Pn-FUCALE (2000); *Amostra SP-01 apenas,² CODEVASF(1998)

Verifica-se que, dos 16 locais de ocorrências de solos colapsíveis, 10 locais (correspondente à cerca de 63 %) estão em área de alta e média suscetibilidade. As ocorrências de solos expansivos, a amostras SP-01, desta pesquisa e AM-1 -FUCALE (2000), ocorreram em áreas de suscetibilidade de ocorrência à expansão baixa e média, respectivamente.

4.7 – RECOMENDAÇÃO PARA CONSTRUÇÃO EM SOLOS COLAPSÍVEIS E EXPANSIVOS

A existência de solos colapsíveis e expansivos em Petrolina têm causado problemas em construções de pequeno porte. A cidade está em franca expansão e novas obras serão construídas para atender a demanda local. Para construtores e engenheiros civis da região as sugestões seguintes serão de grande valia.

1- Remoção e recolocação dos solos colapsíveis adequadamente compactada mecanicamente na umidade ótima e impedir ou limitar a infiltração de água nos solos adjacentes à fundação. Isto pode ser feito por meio de canaletas de inspeção, impermeabilização perimetral da área coberta pela estrutura e adequada drenagem de águas pluviais e controle dos vazamentos de conduto de água e esgoto.

2- Pré-inundação do solo para provocar o colapso estrutural. Este método pode ser combinado com pilão de grande peso para melhorar o desempenho dessa técnica.(MENARD e BROISE, 1975, citado por NUNES et al, 1975).

3- Existem outros métodos mais sofisticados para estabilização de solos colapsíveis, tais como, a estabilização química com uso de solo cimento para terrenos arenosos.

SOUZA et al (1995) propuseram uma técnica de tratamento para fundações de pequenas construções assentadas sobre solos colapsíveis no município de Petrolândia-PE, a qual consiste no seguinte:

- 1) remover 30 cm de camada de solo;
- 2) escavar uma trincheira de 1,0m de profundidade e 0,80m de largura na base;
- 3) inundar a trincheira a uma velocidade de 500l de água para cada metro de comprimento e compactar o seu fundo com um soquete manual de 15kg em 50 golpes por metro de comprimento;
- 4) encher a trincheira até 0,50 m de altura, compactando-a em camadas de 0,15m do solo local misturado com argila com densidade mínima de 19,0 kN/m³ e umidade de 5%;
- 5) construir uma base de alvenaria rochosa com 0,40m de largura e 0,50m de altura, como a prática corrente;
- 6) construir uma calçada de 1,50m de largura ao redor das construções e instalar coletores de água pluvial nos telhados.

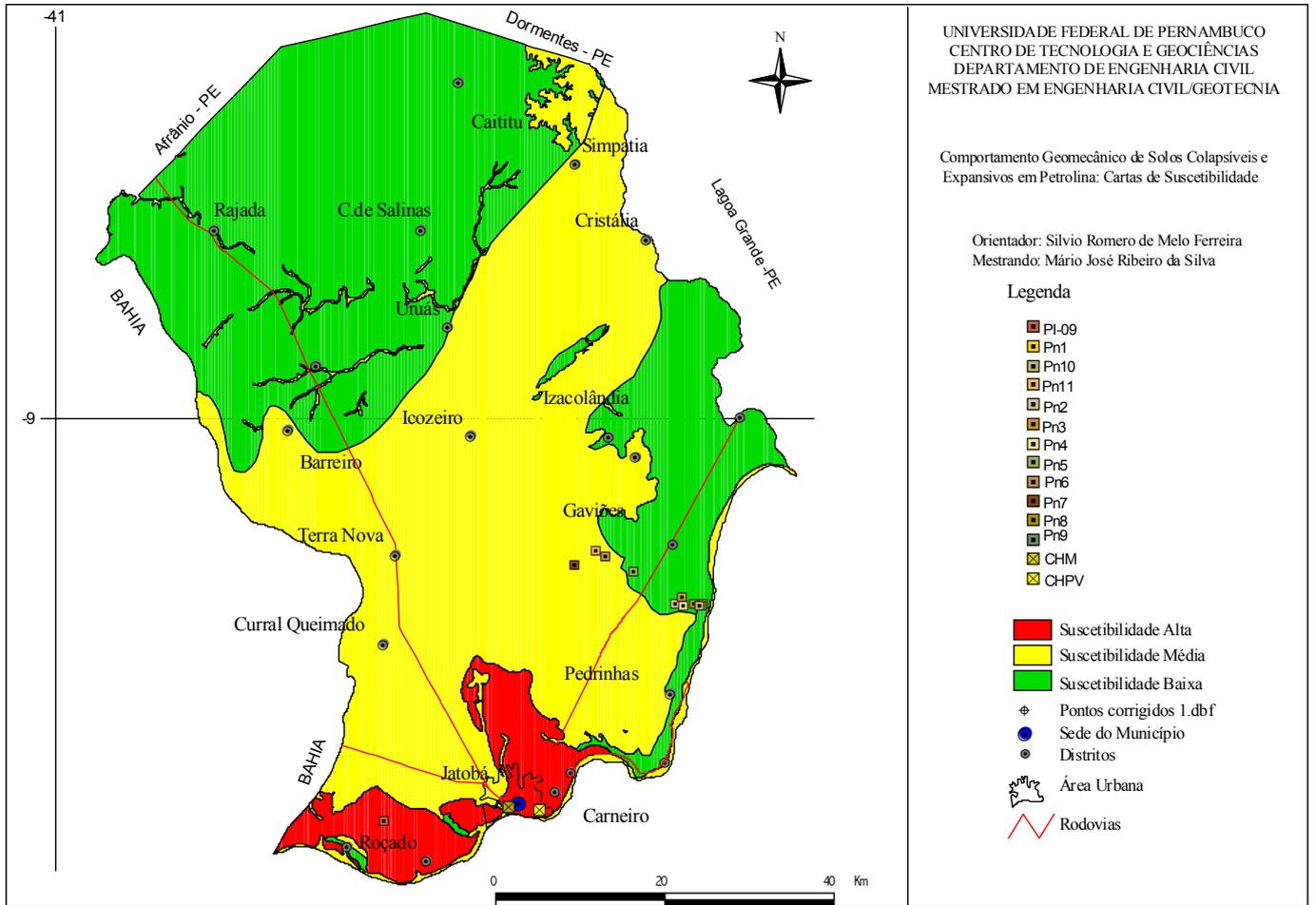


Figura 4.22 – Carta de Suscetibilidade de Ocorrência de Solos Colapsíveis e Locais de Solos Colapsíveis

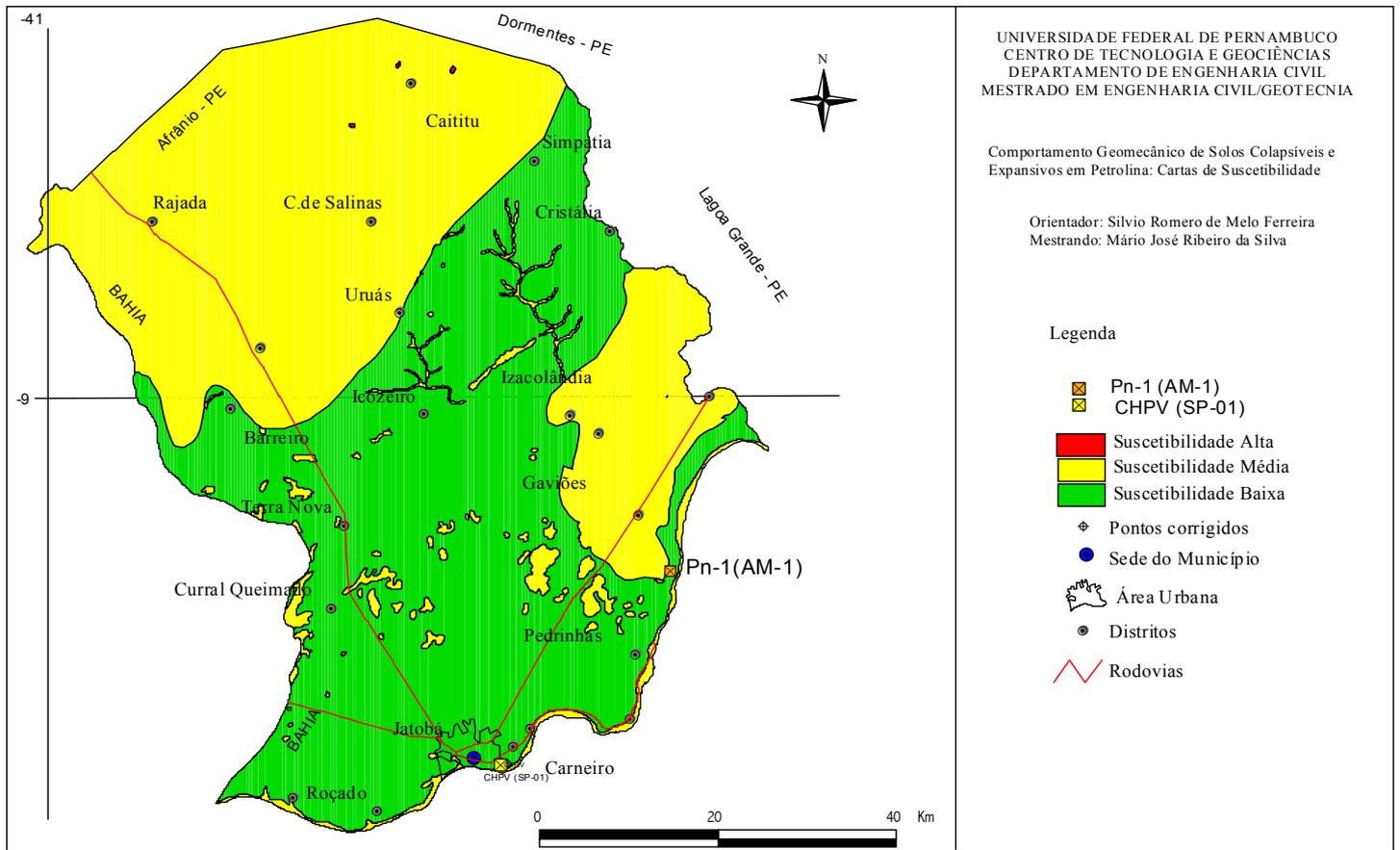


Figura 4.23 – Carta de Suscetibilidade de Ocorrência de Solos Expansivos e Locais de Solos Expansivos

CAPÍTULO 5

PRINCIPAIS CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS

5.1 – PRINCIPAIS CONCLUSÕES

- As amostras SP-01, SP-04, SP-05 e PI-9 são colapsíveis. A amostra SP-01 apresentou comportamento expanso-colapsível;
- Os solos deste estudo mostraram ser colapsíveis condicionalmente, isto é, ocorre colapso quando carregado e inundado, segundo o critério de REGINATO e FERRERO (1973);
- O critério de BASMA e TUNCER (1992) não apresentou comportamento de pico e nem uma boa correlação com os ensaios edométricos simples.
- Pelo critério de SEED (1962) as amostras estudadas neste trabalho são de baixa expansividade, apesar da amostra SP-01 apresentar expansão para tensão de até 40 kPa no ensaio edométrico simples;
- A microestrutura do solo após colapso ainda é instável, como mostra a microscopia eletrônica de varredura (MEV) das amostras ensaiadas, podendo apresentar recalque por colapso;
- Com base nas características das classes pedológicas, unidades geológicas e clima é possível identificar áreas de prováveis ocorrências de solos colapsíveis e expansivos.
- Houve uma boa concordância da carta de colapso, representada pela Figura 4.18, quando confrontada com locais de ocorrências de solos colapsíveis em Petrolina.
- De acordo as cartas de suscetibilidade de ocorrências de solos colapsíveis e à de ocorrência de solos expansivos, Figuras 4.18 e 4.21, respectivamente, o município de Petrolina, apresenta cerca de 50% de sua superfície com suscetibilidade de apresentar solos colapsíveis e cerca de 48% da superfície tem a suscetibilidade de apresentar solos expansivos;
- Consultando a Tabela 4.14 e 4.15 observa-se que a suscetibilidade de ocorrência de solos colapsíveis e expansivos de Petrolina são fortemente influenciados pelo clima e pela geologia do município. A pedologia, porém,

é mais importante em locais de alta suscetibilidade ao colapso do que a geologia.

- As cartas de suscetibilidade de solos colapsíveis e expansivos do município de Petrolina, representadas pelas figuras 4.18 e 4.21, respectivamente, podem ser usadas para o planejamento de uso e ocupação dos solos bem como para anteprojeto de obras de grande extensão. Não deve ser substituída por ensaios de campo e de laboratório em projetos, pois o mapa pedológico, utilizado neste trabalho, é baseado em informações pedológicas que, devido à escala utilizada, não representa com boa precisão a distribuição das classes de solos presentes.

5.2 – SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

- Utilização da metodologia desta dissertação na elaboração de cartas de suscetibilidade ao colapso e expansão utilizando mapas em escala maior;
- Pesquisar ensaios em solos colapsíveis e expansivos de Petrolina para ampliação do Banco de Dados de Solos Especiais e confrontar essas novas ocorrências com as cartas elaboradas nesta dissertação e observar a concordância com a metodologia utilizada neste trabalho;
- Estudar os solos expansivos de Petrolina. Justifica-se pelo seguinte: 1) a superfície do município apresenta, segundo esta pesquisa, cerca de 48% da superfície dos solos com suscetibilidade de ocorrências de solos expansivos e, 2) há pouca pesquisa referente a solos expansivos no sertão do estado de Pernambuco. Como sugestão inicial, estudar os locais de ocorrências das amostras SP-01, deste trabalho, e a amostra AM-1 (FUCALE, 2000);
- Elaborar um banco de dados eletrônico, utilizando um programa GIS e a metodologia de FERREIRA (2000) de forma que o usuário (prefeituras engenheiros, etc) possa, de forma rápida (inclusive via internet), localizar áreas de suscetibilidade ao colapso e à expansão dos solos da área de interesse.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ANGELIM, L. A., (1997). “Levantamentos Geológicos do Brasil. Petrolina. Folha SC24V–C”. CPRM, 102p.
- ALHEIROS, M. M. (1998). “Riscos de Escorregamentos n Região Metropolitana do Recife”. Tese de Doutorado, Universidade Federal da Bahia.
- ALONSO, E. E., GENS, A. e HIGHT, D. W., (1987). “Special Problems Soils”. Proceedings 9th European Conference on Soil mechanics and Foundation Engineering. Dublin, General Report, Session 5, pp 5.1-5.60.
- ARAGÃO, C. J. G. e MELO, A C., (1982). “Fundações rasas em solos colapsíveis no semi-árido em Pernambuco”. VII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, Olinda, Vol. 2, pp 19-40.
- ARCVIEW GIS, (1996). “Manual do Usuário”, ESRI, 340 p.
- BASMA, A. A. e TUNCER, E. R., (1992). “Evaluation and Control of Collapsible Soils”. Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 118, nº 10, pp. 1491 – 1504.
- CAPUTO, H. P., (1986). “Mecânica dos Solos e Suas Aplicações” Livros Técnicos e Científicos Editora Ltda, Vol 1, 4^a Edição, 234p.
- CARDOSO, F. B. F., (1995). “Análise química, Mineralógica e Micromorfológica de Solos Tropicais Colapsíveis e o Estudo da Dinâmica do Colapso”. Tese de Mestrado, UNB, 140 p.
- CLEMENCE, S. P. e FINBARR, A. O., (1981) “ Design considerations for Collapsible Soils”. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 7, Nº GT3, March, pp 305-317.

COSTA NUNES, A. J., MOLINA, H. T. e GUSSO, L. C., (1976). “Desempenho das Ancoragens de Reforço da Barragem de Dom Marco”. XI Seminário de Grandes Barragens, Tema III, fortaleza – CE

CUNHA, R. P., PEREIRA, J. H. F. e ROSA, A. C., (2001) “Análise da Estabilidade e Obras de Drenagem em Talude de Solo Residual Colapsível da Cidade de Belo Horizonte - MG”. III COBRAE – Conferência Brasileira Sobre Estabilidade de Encostas, Rio de Janeiro -RJ, pp 317-325.

FERREIRA, R. C. e MONTEIRO, L. B., (1985). “Identification and Evaluation of Collapsibility of Colluvial Soils that Occur in the São Paulo State”. International Conference on Geomechanics Tropical Lateritic and Saprolitic Soils, Brasilia, V. 1, p. 269-280.

FERREIRA, R. C., PERES, J. E. e MONTEIRO, L. B., (1987). “Some Characteristics and Properties of Collapsible Brazilian Soils”. International Symposium on Geotechnical Engineering of Soil, México, pp 39-44.

FERREIRA, R. C., MONTEIRO, L. B., PERES, J. E. E. e BENVENUTO, C., (1989) “ Some Aspects on the behavior of Brazilian Collapsible Soils” International Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering, Rio de Janeiro, Brazil, pp 117-120

FERREIRA, S. R. M., (1989). Solos Especiais – Colapsíveis, Dispersivos e Expansivos. Relatório Anual do CNPq. , 144p.

- FERREIRA, S. R. M., (1993). “Aplicações da Classificação e Levantamentos Pedológicos aos Estudos dos Solos Colapsíveis e Expansivos”. Revista Ciência e Engenharia, CCT/UFU, pp. 119 –136.
- FERREIRA, S. R. M., (1995). “Colapso e Expansão de Solos naturais Não Saturados Devidos à Inundação”. Rio de Janeiro, COPPE/UFRJ. Tese de Doutorado, 379p.
- FERREIRA, S. R. M., (2000). “Mapa de Risco a colapsibilidade e Expansividade de Solos do Estado de Pernambuco – Geotecnia Ambiental”. Relatório Técnico, 104p.
- FUCALE, S. P., (2000). “Comportamento de Variação de Volume Devido à Inundação em Alguns Solos Colapsíveis do Estado de Pernambuco”. Tese de Mestrado, Universidade Federal de Pernambuco.
- GIBBS, H. J. e BARA, J. P., (1962). “Predicting Surface Subsidence from Basic Soil Test”. Special Technical Publication, Nº 322, ASTM, Philadelphia.
- GUIMARÃES NETO, J. S. F., (1997). “Análise de Alguns Fatores que Influenciam a Colapsibilidade de um Solo Compactado Devido à Inundação”. Tese de Mestrado, UFPE, 107 p.
- GUSMÃO FILHO, J.A., GUSMÃO, A. D. e VELOSO, D. A., (2002) “Case Records Involving Foundation in Swelling Unsaturated Soils in Brasil” in: 3ª Conferência International on Unsaturated Soils, Recife-Brazil, Vol 2, pp. 877-882.
- HOUSTON, S. L., HOUSTON, W. N. e SPADOLA, D. J., (1988). “Prediction of Field Collapse of Soil Due to Wetting”. Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 114,Nº 1, pp. 40-58.
- HOUSTON, S. L., MAHMOUD, H. H. e HOUSTON, W. N. (1995). “Down-Hole Collapse System”. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 121, Nº 4, pp 341-349;

IBGE, (2001) "<http://www.ibge.gov.br>"

JENNINGS, J. E. B. e KNIGHT, K., (1957). "The Additional Settlement of foundations due to a collapse of Structure of Sand Subsoils on Wetting". Proc. 4th ISSMFE, Vol. 1, pp. 316 – 319.

JENNINGS, J. E. B. e KNICHT, K. (1975). "A Guide to Construction on our With Materials Exhibiting Additional Settlement due to a Collapse of Grain Structure". Proc. IV Regional Conference for Africa on Soil Mech. And Foundation Engineering. Durban, pp. 99-105.

JUCÁ, J. F. T. (1992). "Laboratory and Field Tests on na Expansive Soil in Brazil." 7 International Conference on Expansive Soils." Dallas U.S.A.

LACERDA, W. A; MAHLER, C. F. e FERREIRA, S. R. M. (1997). "Ensaio de Campo para Determinação das Propriedades de Solos Não Saturados". III Simpósio Brasileiro de Solos Não-Saturados, Rio de Janeiro, Vol. 2.

LAMBE, T. W., (1951). "Soil Testing for Engineerings". John Willey, 165p

LIMA, D. C.; BUENO, B.S. e FONTES, M. P. F. (1996). "Utilização de Levantamentos de solos em Geotecnia". O Solo nos grandes Domínios morfoclimáticos do Brasil e o Desenvolvimento Sustentado, SBCS; UFV; DPS, pp.703 –721.

LOLLO, J. A. E ZUQUETTE, L. V., (1996). "Utilização da Técnica de Avaliação do Terreno em Cartografia geotécnica: Sistemática Proposta e Resultados Obtidos para a Quadricula de Campinas". 2^o Simpósio Brasileiro de Cartografia Geotécnica, São Carlos-SP, pp. 3-12.

LUTTENEGER, A. J. e SABER, R. T., (1988). "Determination of Collapse Potencial of Soil". Geotechnical Testing Journal, ASTM, Vol. 11, pp. 173 – 178.

- MARIZ, D. F., (1993). “Um Estudo Físico Químico Mecânico sobre o Colapso de Solos Residuais, Sesquioxídicos Micro-Agregado do Planalto Central”. Tese de Mestrado, COPPE/UFRJ, 168 p.
- MARANGON, M. MOTTA, L. M. G. e DEMUELENAERE, R. G. A.(2001) “Aplicações dos Conhecimentos da Pedologia em Diferentes Áreas da Engenharia” in: 10^o Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia e Ambiental, Ouro Preto-MG, pp. 1-14
- McGOWN, A. e COLLINS, K. (1975). “The microfabrics of Some Expansive and collapsing Soils”. V cong Pan-Americano de Mec. dos Solos e Ing de Fundaciones, Buenos Aires, ARG, pp. 332-332
- MENDONÇA, M. B., (1990). “Comportamento de Solos Colapsíveis da Região de Bom Jesus da Lapa – BA”. Tese de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro-RJ.
- MELLO, V. F. B., (1973). “Mecânica dos Solos: Notas de Aula”. EPUSP.
- MITCHELL, J. K., (1993). “Fundamentals of Soil Behavior”. John Willey & Sons, Inc., Segunda Edição, 437 p.
- NUNES, E., (1975). “Suelos Especiales: Colapsibles y Expansivos, Preconsolidados por Deseccacion”. V Congresso Panamericano de Mecánica dos Suelos e Ingenieria de Fundaciones, Buenos Aires, Sessão III, Vol. IV, pp. 43-73.
- REGINNATO, A. R. e FERRERO, J. C., (1973). “Collapse Potential of Soils and Soil-Water Chemistry”. Proceedings, VIII Int. Conf. On Soil Mech. And Found. Eng., Moscow, Vol 2.2, pp 177-183.
- SOUZA, A., CINTRA, J. C. H. e VILAR, ° M. (1995). “Shallow Foundation on Collapsible Soil Improvement by Compaction”. Proceeds of the First International Conference on Unsaturated Soils, França, Vol 2, pp. 1017-1021.

- VAREJÃO-SILVA, M. A. (1992) “Estimativa de Balanço Hídrico”. Programa Auto-executável (Balanço.EXE)
- VARGAS, M., (1973). “Structurally Unstable Soil in Southern Brazil”. Proceedings, VIII International Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering, Moscow, Vol. 2, pp. 239-246
- VARGAS, M., (1978). “Introdução à Mecânica dos Solos”. Mcgraw-Hill do Brasil, 509 p.
- VARGAS, M., GONÇALVES, H. H., SANTOS, N.B. e MARINHO, F. A. M., (1989). “Expansive Soil in Brazil - Supplementary Contributions by the Brazilian Society for Soil Mechanics”. 12th International Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering, Rio de Janeiro-RJ, pp. 77-81
- VASCONCELOS, R. P. R., (2001). “Mapas de Suscetibilidade de Solos Colapsíveis e Expansivos do Estado de Pernambuco”. Tese de Mestrado, UFPE, 93 p.
- VILAR, O. M. e DAVIES, G. T., (2002). “Collapse Behavior Analysis of a Clay Sand Using Different Testing Procedures”. Third International Conference on Unsaturated Soils – Recife- Brazil., Vol 2, pp.571-576
- WOLLE, C. M.; BENVENUTO, C.; VICTORIO, F. C.; POLLA, C.CM.; PULEGHINI, P. (1978), Anais II – Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia, São Paulo, Vol. 1, pp. 179-193.
- ZUQUETE, L. V e NAKAZAWA, V. A. (1997). “Cartas de Geologia de Engenharia” Geologia de Engenharia, Editora ABGE, pp 227-241.