



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

**Comportamento Geomecânico dos Solos  
de Fundações das Torres da Linha de  
Transmissão Recife II/Bongi**

JAMILY CRUZ QUENTAL

Dissertação de Mestrado

Recife

24 de outubro de 2008

# **Livros Grátis**

<http://www.livrosgratis.com.br>

Milhares de livros grátis para download.

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

JAMILY CRUZ QUENTAL

**Comportamento Geomecânico dos Solos de Fundações das  
Torres da Linha de Transmissão Recife II/Bongi**

*Trabalho apresentado ao Programa de PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL da UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO como requisito parcial para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil.*

Orientador: *Prof. Dsc. Silvio Romero Ferreira*

Recife

24 de outubro de 2008

**Q3c**

**Quental, Jamily Cruz**

Comportamento geomecânico dos solos de fundações das torres da linha de transmissão Recife II/Bongi / Jamily Cruz Quental. - Recife: O Autor, 2008.

xvi, 97 f.; il., gráfs., tabs.

Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Pernambuco. CTG. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, 2008.

Inclui Referências Bibliográficas.

**1. Engenharia Civil. 2. Fundações. 3. Linhas de Transmissão. 4. Parâmetros Geotécnicos. I. Título.**

**UFPE**

**624 CDD (22. ed.)**

**BCTG/2010-084**

COMPORTAMENTO GEOMECÂNICO DE SOLOS DAS FUNDAÇÕES DE TORRES  
DA LINHA DE TRANSMISSÃO – RECIFE II / BONGI

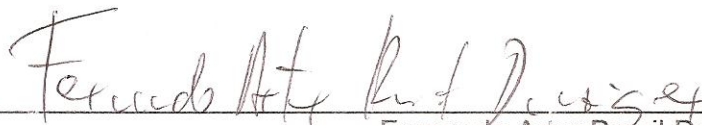
Jamily Cruz Quental

DISSERTAÇÃO SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DO PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL DA UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO COMO PARTE INTEGRANTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS À OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL

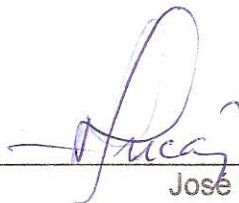
Aprovada por:



Silvio Romero de Melo Ferreira, D. Sc.  
(Orientador)



Fernando Artur Brasil Danziger, D. Sc.  
(Examinador Externo)



José Fernando Thomé Jucá, D. Sc.  
(Examinador Interno)

Recife, PE – Brasil  
Outubro de 2008

*Dedico minha dissertação a todo aquele que luta por um  
sonho e mesmo diante de muitos e duros obstáculos não  
perdem o brilho e a pureza no olhar.*

# Agradecimentos

Inicialmente agradeço a Deus que sempre me deu luz e força para continuar nos momentos mais difíceis.

A meus pais Roberto e Ozita e irmãos Nivia e Roberto Jr vai o meu muito obrigada por acreditarem em mim incondicionalmente, sempre me ouvindo e apoiando, vocês estão em meu coração.

Agradeço ao meu orientador Silvio Romero por ser paciente, compreensivo, um bom amigo, o qual tem toda a minha admiração.

A Chesf (Companhia Hidro Elétrica do São Francisco), que por intermédio de seus gerentes José do Patrocínio, Humberto Maribondo e Benedito Barros investem no desenvolvimento de seus funcionários e em pesquisas que buscam a otimização das práticas atualmente utilizadas.

Ao Sr. Severino um grande amigo que conquistei e pude contar com o auxílio durante os ensaios e testes feitos.

Agradeço também à equipe técnica da Chesf (Aldo Figliuolo e Afrânio) que contribuiu na fase de coleta de amostras e visitas ao campo.

Muito obrigada à equipe da DEPL (Edson Marfisa, Zoraya, entre outros) pelo fornecimento de informação com toda a prestateza e gentileza.

Aos meus amigos da Chesf Fábio Andrade, Humberto Carneiro, André Luiz e Enéas Casé que acompanharam essa minha trajetória, contribuindo com palavras de motivação, incentivando-me a prosseguir, muito obrigada.

Agradeço também aos amigos da DECL Fábio Marcelo, Irziane e Roberval pelos momentos descontraídos.

Agradeço a minha amiga Pricylla pelo suporte, apoio, amizade e pelas conversas, muito obrigada amiga.

O meu muito obrigada aos colegas do mestrado Frank e Gerson e meu primo Onildo Filho por contribuírem para o andamento dos ensaios.

Ao Professor Fernando Danziger por acompanhar o desenvolvimento da pesquisa com sugestões, idéias e análise dos dados, muito obrigada por toda atenção e preocupação em cooperar.

Aos amigos George e Ewerson que estiveram sempre por perto torcendo e mantendo meu ânimo, obrigada.

Por fim agradeço a todos cujos nomes não foram citados mas contribuíram direta ou indiretamente nesta minha conquista.

Obrigada a todos por serem especiais em minha vida.



*"O que me preocupa não é o grito dos violentos. É o silêncio dos bons."*

— MARTIN LUTHER KING

# Resumo

O crescimento econômico, o aumento da oferta de energia e o crescimento da concentração da população em pólos urbanos são fatores que contribuíram significativamente para o mercado de energia elétrica no país. Neste cenário torna-se necessário um avanço nas técnicas de implantação de sistemas de transmissão de energia. Analisando as técnicas atualmente empregadas na prática de engenharia de fundações em torres de Linhas de Transmissão, nota-se a necessidade de avanços nas técnicas utilizadas na investigação geotécnica dos solos. Realizou-se um estudo de caso em três estruturas (T1A, T2A e T3A) da Linha de Transmissão Recife II / Joairam, localizadas no município de Jaboatão dos Guararapes/PE. As coordenadas geográficas dos locais das estruturas serviram para identificar as unidades geológicas e as classes pedológicas, topografia e vegetação. Foram realizados ensaios de caracterização física (granulometria, densidade real, limites de consistência), química (determinação do pH); teor de sais dissolvidos, cátions trocáveis e condutividade elétrica), edométricos simples e duplos e cisalhamento direto (com e sem inundação). A avaliação da capacidade de carga dos solos de fundação considerou os esforços de compressão (Vesic, 1975) e tração (Método do Tronco de Cone e Grenoble (1968)). Os solos analisados na cota de fundação apresentaram características arenosas, tendo a fração argila sido classificada como CL, exceto para a estrutura T2A que foi classificada como SM. São ácidos, tem baixa capacidade de troca de cátions, em predominância, indicando a presença de caulinita, apresentam características de dispersividade. A compressibilidade cresce e há indicação de solos colapsíveis abaixo das estruturas T2A e T3A quando o teor de umidade cresce. Os ângulos de atrito dos solos variam de 29° a 35°, havendo pouca influência com a inundação em cada solo. Entretanto o aumento de umidade causa uma significativa redução na coesão de 49 a 0 kPa (T2A). A análise da capacidade de carga á tração apresentou fatores de segurança críticos ao utilizar o método do Tronco de Cone e satisfatórios com a aplicação da metodologia de Grenoble (1968).

**Palavras-chave:** Fundações, Linhas de Transmissão, parâmetros geotécnicos

# Abstract

Economic progress, the growth of energy offering, and increasing population size in urban centers are factors which contribute significantly to electric energy national business. In this scenario it is necessary to enhance the techniques to construct energy transmission systems . The application of geotechnical investigation techniques can contribute to the practice of foundations engineering in transmission lines. In this work a case study considers tree structures (T1A, T2A e T3A) from Recife II / Joairam transmission line, in Jaboatão dos Guararapes/PE. Geographic co-ordinates from the structures location were used to identify geological units, pedologic classes, topography, and vegetation. In this work we execute physical characterization, chemical, edometric, and shear resistance tests. The evaluation of load capacity in foundation soil considered compressive strength, traction strength, and overturning moment. Analyzed soils from foundation basis presented sandy characteristics, with clay fraction classified as CL, except for T2A structure, which was classified as SM. These soils are acid, with dispersion characteristics and low capacity of cation exchange. It indicates the presence of kaolinite. As dampness increases compressibility rises and indications of collapsible soils under T2A and T3A structures appears. Flooding has little influence over friction angles in soils, which varies from 29° to 35°. However, it has strong influence in cohesion, which varies from 49 to 0 kPa (for T2A structure). Load capacity analysis indicated the preponderance of traction strength for foundation dimension. Results also indicated critical security factors for conventional methods and satisfactory factors for the Grenoble methodology.

**Keywords:** Foundations, Transmission Lines and geotechnical parameter

# Sumário

<b>1</b>	<b>Introdução</b>	<b>1</b>
1.1	Considerações Preliminares	1
1.2	Objetivo	4
1.2.1	Objetivos específicos	4
1.3	Estrutura da Dissertação	4
1.3.1	Capítulo 2 - Revisão Bibliográfica	5
1.3.2	Capítulo 3 - Materiais e Métodos	5
1.3.3	Capítulo 4 - Apresentação e Análise dos Resultados	5
1.3.4	Capítulo 5 - Verificação da Capacidade de Carga	5
1.3.5	Capítulo 6 - Conclusões e Sugestões para Futuras Pesquisas	5
<b>2</b>	<b>Revisão Bibliográfica</b>	<b>6</b>
2.1	Estruturas de Linhas de Transmissão	6
2.1.1	Classificação das Estruturas	6
2.1.1.1	Quanto à voltagem da linha	6
2.1.1.2	Quanto ao tipo estrutural	7
2.1.1.3	À função que a torre exerce na linha	7
2.1.1.4	Quanto à disposição do circuito	8
2.1.1.5	Quanto ao formato	8
2.1.1.6	Ao material utilizado	8
2.1.2	Tipos de Carregamento na Estrutura	10
2.1.2.1	Cargas Permanentes	10
2.1.2.2	Cargas Acidentais	14
2.1.2.3	Cargas de Vento na Estrutura	14
2.2	Tipos de Carregamento nas Fundações	14
2.3	Fundações para Linhas de Transmissão	14
2.3.1	Fundações Para apoio dos Pés de Estruturas Metálicas e Mastro Central	15

2.3.1.1	Sapatas de Concreto	15
2.3.1.2	Fundação em Tubulões	15
2.3.1.3	Fundações Estaqueadas	16
2.3.1.4	Fundações em Blocos	16
2.3.2	Fundações para Estais de Estruturas	16
2.4	Investigação Geotécnica e Índices Físicos do Solo na Prática das Fundações das LTs	20
2.4.1	Sondagem à Percussão	22
2.4.2	Poço de Inspeção	22
2.5	Correlação Solo/Fundação	24
2.5.1	Fundações em Solos	24
2.5.2	Fundações em Rocha	24
2.5.3	Fundações em Solos especiais	24
2.6	Procedimento de Cálculo para Dimensionamento das Fundações	25
2.6.1	Verificação Quanto à Compressão	25
2.6.2	Verificação Quanto ao Arrancamento	27
2.6.2.1	Método do Tronco de Pirâmide	27
2.6.2.2	Método de Grenoble (Martin - 1966 e Biarez e Barraud - 1968)	30
<b>3</b>	<b>Materiais e Métodos</b>	<b>39</b>
3.1	Geologia Local	40
3.2	Investigação Geotécnica	40
3.3	Coleta de Amostras	40
3.4	Caracterização Física	43
3.5	Ensaio Químicos	44
3.6	Ensaio Edométricos	44
3.6.1	Ensaio Edométricos Simples	45
3.6.2	Ensaio Edométrico Duplo	45
3.7	Ensaio de Cisalhamento Direto	46
3.8	Métodos de Cálculo Utilizados no Cálculo da Capacidade de Carga	46
<b>4</b>	<b>Apresentação e Análise de Resultados</b>	<b>47</b>
4.1	Geologia Local	47
4.2	Caracterização e Análise Física	51

4.2.1	Perfis dos Solos	51
4.2.2	Granulometria e Plasticidade	55
4.2.2.1	Granulometria	55
4.2.2.2	Limites de Atterberg e atividade da fração argila	57
4.2.2.3	Classificação de Solos	59
4.2.3	Caracterização Química	61
4.2.4	Análise da Dispersividade	62
4.2.4.1	Ensaio Comparativo de Granulometria	62
4.2.4.2	Resultado dos Ensaios Químicos do Teor de sais no Extrato de Saturação	65
4.2.4.3	Resultado dos Crumb-tests	70
4.2.5	Caracterização Pedológica	70
4.2.6	Análise da Compressibilidade e do Colapso	74
4.2.7	Avaliação da Resistência ao Cisalhamento	76
4.3	Características do Solo na Base de Fundação e Parâmetros Adotados	79
4.3.1	Estrutura T1A	79
4.3.2	Estrutura T2A	80
4.3.3	Estrutura T3A	81
4.4	Análise dos Sistemas de Investigação Empregados	81
<b>5</b>	<b>Verificação da Capacidade de Carga</b>	<b>83</b>
5.1	Cargas nas Fundações	83
5.2	Planta de Fundação	84
5.3	Características do Solo	86
5.3.1	Resultados das Sondagens à Percussão	86
5.3.2	Parâmetros de Resistência ao Cisalhamento	87
5.4	Verificação da Capacidade de Carga	88
5.4.1	Quanto à Compressão	88
5.4.2	Quanto à Tração	89
<b>6</b>	<b>Considerações Finais e Sugestões para Pesquisas Futuras</b>	<b>91</b>

# Lista de Figuras

1.1	Sistema Integrado Nacional [ONS 2008]	2
1.2	Cabo de Alumínio com Alma de Aço	3
2.1	Estrutura Metálica: a) Treliçada; b) Tubular, [DÓRIA e GUIMARÃES 2006].	9
2.2	Fundação em Grelha: a) Esquema da grelha; b) Evidências de corrosão; c) Recuperação da grelha.	16
2.3	Fundação em sapata: a) Esquema da sapata; b) Armação da sapata; c e d) Fundação concluída.	17
2.4	Fundação em Tubulão: a) Esquema da fundação em tubulão; b) Colocação da ferragem ; c) Concretagem; d) Fundação em tubulão instalada.	18
2.5	Processo de execução de fundação em estaca raiz: a) Instalação do tubo, b) Circulação da água, c) Armação e concretagem da estaca e d) Concretagem do stub no bloco.	19
2.6	Fundação para estais de Torres: a) Esquema de fundação para estai para solo; b) Execução de fundação para estai para solo; c) Esquema de fundação em estai atirantado em rocha; d) Execução de fundação em estai atirantado em rocha .	21
2.7	Método do Tronco de Cone: a) Esquema do Tronco de Cone e b) Esquema do Tronco de Pirâmide - ELETROBRÁS(2003).	28
2.8	Esquema de Zona de Ruptura para Sapatas em Solo de 1ª Categoria - MARTIN (1966)	31
2.9	Coefficiente de capacidade de carga à tração $M\gamma$ para $\lambda = \arctang 0,2$ - MARTIN (1966)	32
2.10	Coefficiente de capacidade de carga à tração $M\gamma$ para $\lambda = -\phi/8$ - MARTIN (1966)	33
2.11	Esquema de Zona de Ruptura para Sapatas em Solo de 2ª Categoria - MARTIN (1966))	34
2.12	Coefficiente de capacidade de carga à tração $M_c, (M\phi + M\gamma)$ e $M_q$ para $\lambda = -\phi/4$ - MARTIN (1966)	35
2.13	Coefficiente de capacidade de carga à tração $M\gamma$ para $\lambda = -\phi$ - MARTIN (1966)	36

2.14	Coeficiente de capacidade de carga à tração m - MARTIN (1966))	37
3.1	Moldagem de blocos - amostra indeformada estrutura T2A cava C - a) Escavação mecânica com a retro escavadeira; b) Escavação manual; c) Marcação do bloco; d) Moldagem do bloco; e) Proteção do bloco com papel alumínio, tala-garça e parafina; f) Extração do bloco do fundo da cava; g) Proteção do fundo do bloco; h) Acabamento final.	42
3.2	Obtenção de amostra amolgada por meio do trado na estrutura T2A cava C	43
3.3	Perfil da parede da cava A estrutura T1A	43
3.4	Ensaio de Cisalhamento Direto.	46
4.1	Visão de Satélite - Local das estruturas (Google Earth 2008)	48
4.2	Mapa Geológico - Região Metropolitana do Recife - Fonte: Sistema de Infor-mações para Gestão Territorial da Região Metropolitana do Recife - Projeto SINGRE II (2001)	49
4.3	Perfil e Planta - Torre T1A e T2A	50
4.4	Perfil e Planta - Torre T3A	50
4.5	Perfil do solo estrutura T1 - a) T1A e b) T1B	51
4.6	Caracterização física de solos da estrutura T1A: a) Esquema da fundação; b) Perfil de Solo; c) Classificação Granulométrica (táctil/visual); d) Sondagem a percussão; e) Perfil de umidade; f) Granulometria (peneiramento e sedimentação).	52
4.7	Caracterização física de solos da estrutura T2A: a) Esquema da fundação; b) Perfil de Solo; c) Classificação Granulométrica (táctil/visual); d) Sondagem a percussão; e) Perfil de umidade; f) Granulometria (peneiramento e sedimentação).	53
4.8	Caracterização física de solos da estrutura T3A: a) Esquema da fundação; b) Perfil de Solo; c) Classificação Granulométrica (táctil/visual); d) Granulometria (peneiramento e sedimentação); e) Perfil de umidade.	54
4.9	Carta de Atividade de Van Der Merwe modificada e Plasticidade de Casa Grande	59
4.10	Curva Granulométrica Estrutura T1A - com defloculante e sem defloculante.	63
4.11	Curva Granulométrica Estrutura T2A - com defloculante e sem defloculante.	65
4.12	Curva Granulométrica Estrutura T3A - com defloculante e sem defloculante.	65
4.13	Gráfico de dispersividade (Scherard 1972) % total de sais dissolvidos x % de sódio na solução	69
4.14	Erosão estrutura T1A - a) antes do plantio de vegetação e b) após o plantio.	69



4.15	Erosão estrutura T3A - a) antes do plantio de vegetação e b) após o plantio.	69
4.16	Crumb-Test T1A - a) Início do ensaio e b) Término do ensaio após 1h.	70
4.17	Mapa Pedológico de Pernambuco ZAPE - EMBRAPA (2001)	71
4.18	Perfil de Solo - Estrutura T1A.	72
4.19	Perfil de Solo - Estrutura T2A.	73
4.20	Perfil de Solo - Estrutura T3A.	73
4.21	Edométrico simples - Índice de vazios x Tensão de consolidação: a) T1A; b) T2A e c) T3A	74
4.22	Edométrico duplo - Índice de vazios x Tensão de consolidação: a) T1A; b) T2A e c) T3A	75
4.23	$\tau/\sigma$ x Deslocamento Horizontal T1A - a) natural, b) inundado e $\Delta V/V$ x Deslocamento Horizontal T1A- c) natural, d) inundado.	77
4.24	$\tau/\sigma$ x Deslocamento Horizontal T2A - a) natural, b) inundado e $\Delta V/V$ x Deslocamento Horizontal T2A- c) natural, d) inundado.	77
4.25	$\tau/\sigma$ x Deslocamento Horizontal T3A - a) natural, b) inundado e $\Delta V/V$ x Deslocamento Horizontal T3A- c) natural, d) inundado.	78
4.26	Envoltória de Resistência - ensaio de Cisalhamento Direto - a) T1A, b) T2A e c) T3A	78
5.1	Locação das cavas das fundações	85
5.2	Perfil de sondagem à percussão SPT - estrutura T1A	86
5.3	Perfil de sondagem à percussão SPT - estrutura T2A	87
5.4	Comparação dos valores da capacidade de carga à compressão	89
5.5	Comparação entre as condições inundada e natural para a Metodologia de Grenoble e Tronco de Pirâmide	90

# Lista de Tabelas

2.1	Tipos de estruturas rígida e principais características	11
2.2	Tipos de estruturas flexíveis e principais características	12
2.3	Tipos de estruturas semi-flexíveis e principais características	13
2.4	Classificação de Rochas- [CHESF2].	25
2.5	Pressões Básicas ( $\sigma_0$ ) - NBR 6122(96)	26
3.1	Relação de ensaios de laboratório realizados por estrutura	39
3.2	Relação de ensaios de campo realizados por estrutura	40
4.1	Coordenadas das Estruturas de Transmissão.	47
4.2	Ensaio de Caracterização Física - Estrutura T1A	55
4.3	Ensaio de Caracterização Física - Estrutura T2A	55
4.4	Ensaio de Caracterização Física - Estrutura T3A	56
4.5	Ensaio de Caracterização Física - Limites de Atterberg e Atividade das Argilas - Estrutura T1A	57
4.6	Ensaio de Caracterização Física - Limites de Atterberg e Atividade das Argilas - Estrutura T2A	58
4.7	Ensaio de Caracterização Física - Limites de Atterberg e Atividade das Argilas - Estrutura T3A	58
4.8	Classificação dos Solos - SUCS x TRB .	60
4.9	Resultado dos Ensaios Químicos - Cátions Trocáveis - T1A	62
4.10	Resultado dos Ensaios Químicos - Cátions Trocáveis - T2A	62
4.11	Resultado dos Ensaios Químicos - Cátions Trocáveis - T3A	63
4.12	pH do solo	64
4.13	Verificação da dispersividade do solo	66
4.14	Resultado dos Ensaios Químicos - T1A - No extrato de saturação	67
4.15	Resultado dos Ensaios Químicos - T2A - No extrato de saturação	68
4.16	Resultado dos Ensaios Químicos - T3A - No extrato de saturação	68

4.17	Resumo das características físico/químicas do horizonte diagnóstico	72
4.18	Edométrico simples - Índices	75
4.19	Edométrico duplo - Índices	76
4.20	Parâmetros de Compressibilidade	76
4.21	Parâmetros de resistência considerados no projeto estrutural atual	79
5.1	Tabela das cargas máximas na fundação	84
5.2	Dimensões das cavas das Fundações	85
5.3	Parâmetros de resistência considerados	88
5.4	Resultados da capacidade de carga última para compressão	88
5.5	Resultados da capacidade de carga ultima para tração	89

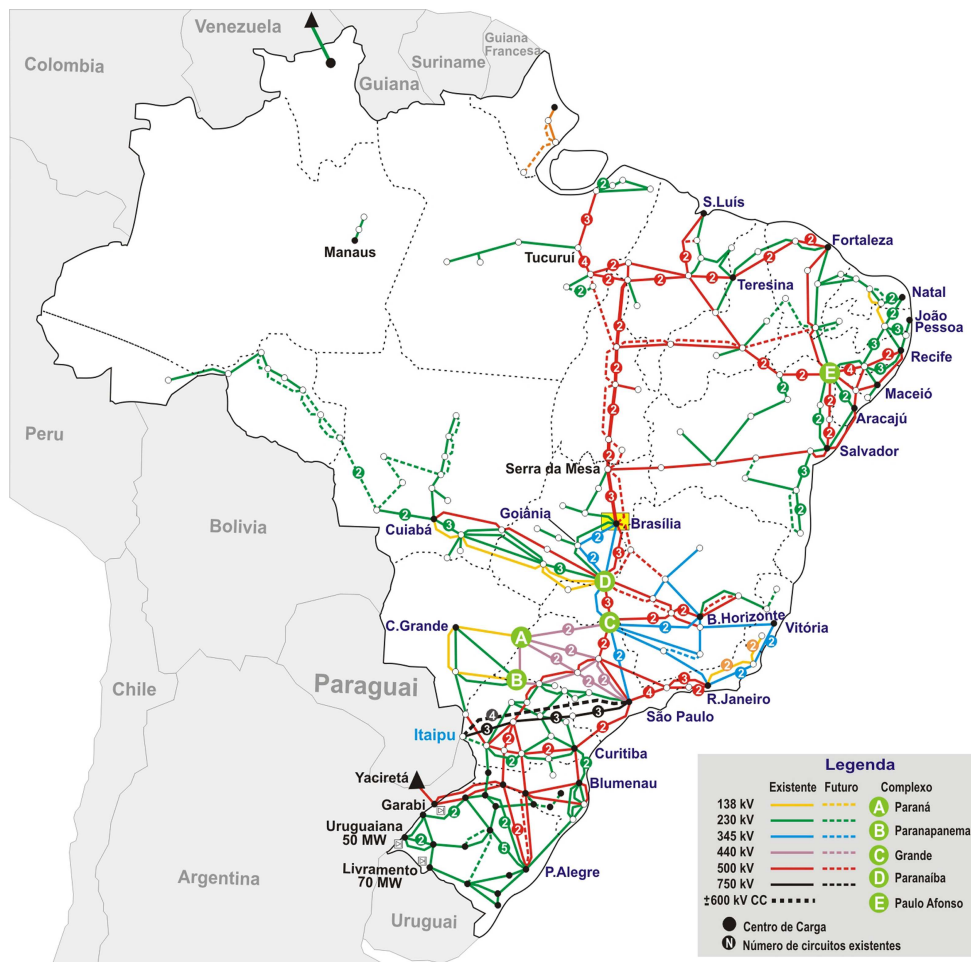
# Introdução

## 1.1 Considerações Preliminares

O crescimento econômico do país tem gerado uma elevada demanda no consumo de energia, com isso a necessidade da utilização de técnicas e materiais que otimizem o sistema e reduzam os custos totais tem sido o grande alvo na elaboração de projetos e execução desses empreendimentos.

O sistema elétrico é constituído basicamente de três etapas: a geração, a transmissão e a distribuição. A geração da energia no país faz uso de recursos hidroelétricos, eólicos, termoeletrônicos e nucleares, sendo escolhidos com base na melhor conveniência, segurança para a população e eficiência do sistema elétrico. Quase todo o sistema encontra-se interligado, com exceção de pequenos sistemas isolados (menos de 4%) localizados principalmente no estado do Amazonas (Figura 1.1), [ONS 2008]. Essa interligação é feita por intermédio das Linhas de Transmissão que conduzem a energia produzidas nas usinas, em tensões apropriadas para que as perdas e o custo de transmissão sejam os menores possíveis (tensões de transmissão utilizadas no Brasil 69 a 750 kV).

Portanto, observa-se a relevância do papel das Linhas de Transmissão no funcionamento do sistema elétrico, o de transportar a energia gerada até as subestações de baixa tensão. As Linhas de Transmissão (LTs) são compostas por torres, cabos e acessórios (isoladores). Os cabos, em geral fabricados de alumínio com alma de aço (Figura 1.2), são os responsáveis pela condução de energia sustentados pelos isoladores fixados nas torres.



**Figura 1.1** Sistema Integrado Nacional [ONS 2008]

As torres podem ser fabricadas com diversos materiais, apoiadas no solo por meio de fundações as quais buscam transmitir as cargas pertinentes ao peso próprio, ações ambientais, peso dos cabos, peso dos acessórios, vento e peso próprio da estrutura. A presente pesquisa foi motivada pela carência da aplicabilidade de parâmetros geotécnicos em obras de Linhas de Transmissão, tanto no âmbito de capacidade de carga como para detectar potenciais de expansividade, colapsibilidade, erodibilidade do solo e presença de compostos químicos prejudiciais à estrutura da fundação. Variação no nível das águas subsuperficiais, mudanças sazonais, alterações no clima, vegetação e relevo locais podem provocar mudanças nas condições do solo de fundação. Tais mudanças devem ser analisadas e as possibilidades de ocorrência estimadas, a partir de então a escolha de ensaios de campo e laboratório adequados devem ser previstos para a simulação das situações desfavoráveis e elaboração do projeto executivo mais adequado. O estudo consistiu na análise das fundações de torres tomando como base nos serviços executa-



**Figura 1.2** Cabo de Alumínio com Alma de Aço

dos no desvio da Linha de Transmissão que parte da subestação de Recife II até a subestação do Bongi, da Chesf.

O desvio seccionou a atual linha existente (Recife II/Bongi), fazendo uma ligação com a subestação de Joairam. Os serviços consistiam na montagem de seis novas torres, sendo 3 pertencentes ao primeiro circuito e 3 pertencentes ao segundo e terceiro circuitos. Os estudos focaram apenas os solos das estruturas pertencentes ao primeiro circuito da linha de transmissão.

As torres localizavam-se no município de Jaboatão dos Guararapes, no estado de Pernambuco, pertencente à região Metropolitana do Recife. O Município de Jaboatão dos Guararapes encontra-se entre os paralelos  $8^{\circ} 2' 48''$  e  $8^{\circ} 14' 31''$  de latitude sul e os meridianos  $34^{\circ} 54' 23''$  e  $35^{\circ} 6' 54''$  de longitude oeste. O clima na região varia entre quente e úmido com a taxa de precipitação superando a de evaporação. A temperatura média anual assume o valor de  $26^{\circ}\text{C}$ . Quanto à vegetação, poucos são os locais no município que preservam a vegetação nativa, mormente nas áreas urbanas (local de implantação das estruturas).

O empreendimento englobava etapas de topografia, escavação, armação e concretagem das fundações, reaterro, montagem das estruturas, instalação dos cabos condutores e pára-raios, com uma duração prevista para conclusão de 3 meses. Os estudos de campo transcorreram durante a fase de escavação entre os meses de março e abril de 2006.

## **1.2 Objetivo**

O principal objetivo da pesquisa é estudar as características físicas, químicas e mecânicas dos solos de fundação das estruturas implantadas no circuito simples do seccionamento da Linha de Transmissão Recife II/Bongi na subestação de Joairam, visando uma maior confiabilidade dos métodos de cálculo empregados para a estimativa da capacidade de carga. A otimização das fundações e melhor desempenho das mesmas são resultados esperados como consequência dos estudos realizados, bem como a possibilidade de medidas preventivas como o armazenamento de dados geotécnicos confiáveis da localidade.

### **1.2.1 Objetivos específicos**

Os objetivos específicos da pesquisa são:

- obter as características físicas e químicas do solo de fundação das torres consideradas;
- analisar as características de compressibilidade, resistência e dispersividade dos solos;
- analisar os métodos de investigação de campo e métodos de cálculo utilizados atualmente para a capacidade de carga dos solos em Linhas de Transmissão.

## **1.3 Estrutura da Dissertação**

A dissertação está dividida de forma a possibilitar a melhor compreensão da situação atual de projeto e execução das obras de Linhas de Transmissão, bem como apresentar os principais termos utilizados no setor elétrico, a sistemática proposta e a discussão dos resultados obtidos. Os Capítulos foram divididos da seguinte forma: Capítulo 2 - Revisão Bibliográfica; Capítulo 3 - Materiais e Métodos; Capítulo 4 - Apresentação e Análise dos Resultados; Capítulo 5 - Verificação da Capacidade de Carga e Capítulo 6 - Conclusões e Sugestões para Futuras Pesquisas.

### **1.3.1 Capítulo 2 - Revisão Bibliográfica**

O Capítulo 2, Revisão Bibliográfica, apresenta as torres utilizadas, os esforços solicitantes, as fundações mais empregadas em Linhas de Transmissão, os métodos de cálculos admitidos para a estimativa de capacidade de carga, como também a classificação e métodos de investigação geotécnica de solos e rochas em obras de Linhas de Transmissão.

### **1.3.2 Capítulo 3 - Materiais e Métodos**

Nesta secção são abordados os estudos prévios realizados no local de implantação das torres, análise em mapas geológicos, os métodos de investigações utilizados e os ensaios de laboratório propostos, bem como os procedimentos de realização dos mesmos. Também são descritos os métodos de cálculo admitidos para a avaliação da capacidade de carga à compressão e tração.

### **1.3.3 Capítulo 4 - Apresentação e Análise dos Resultados**

Os resultados gerados pelos ensaios e investigações são explanados neste capítulo, sendo expostos para cada estrutura analisada os dados por profundidade. Esta verificação permitiu a obtenção de dados referentes às caracterizações química e física dos solos acima e abaixo da cota de fundação, como também as características de resistência e deformabilidade na profundidade de implantação.

### **1.3.4 Capítulo 5 - Verificação da Capacidade de Carga**

O Capítulo da Verificação da Capacidade de Carga traz a comparação entre o valor da capacidade de carga estimada pelos atuais métodos utilizados, os parâmetros de referência adotados em Linhas de Transmissão com o valor da Capacidade de Carga baseado nos dados obtidos nos ensaios de campo e laboratório.

### **1.3.5 Capítulo 6 - Conclusões e Sugestões para Futuras Pesquisas**

O Capítulo 6 traz as considerações finais dos resultados obtidos, busca também denotar a importância da aplicação dos estudos geotécnicos em obras de Linhas de Transmissão para a prevenção de falhas e otimização do elemento de fundação. Também apresenta algumas idéias e propostas para serem desenvolvidas em pesquisas futuras.



# Revisão Bibliográfica

Este capítulo aborda conceitos, métodos de cálculo e técnicas de execução e implantação de estruturas e fundações de linhas de transmissão.

## 2.1 Estruturas de Linhas de Transmissão

As torres de linhas de transmissão correspondem ao elemento estrutural que serve de suporte à instalação dos cabos e acessórios a fim de transmitir energia elétrica entre subestações. São dimensionadas com base na sua função e cargas estruturais máximas de serviço.

### 2.1.1 Classificação das Estruturas

As estruturas em geral são classificadas quanto à voltagem da linha (tensão), ao tipo estrutural, sua função, à disposição do circuito, ao formato e ao material de construção utilizado. A configuração mais adequada depende das condições topográficas, ambientais, de custo de implantação e manutenção, estética e confiabilidade.

#### 2.1.1.1 Quanto à voltagem da linha

A tensão ou voltagem de transmissão obedece aos valores padronizados dos Sistemas Interligados das Subestações assumindo valores mais comuns de 69, 138, 230, 500 e até de 765kV. Estas tensões são responsáveis na definição de fatores bastante importantes nas LTs como: a distância entre fases e fase/terra, o sistema de aterramento, a proteção de pára-raios, os isoladores e o encabeçamento das estruturas [LABEGALINI et al. 1992].

### 2.1.1.2 Quanto ao tipo estrutural

Dependendo da aplicabilidade e do local onde a torre será implantada o tipo estrutural pode variar. Esta variação afeta no tipo de apoio que estas fazem nas fundações dividindo-se em dois tipos básicos: auto-portantes e estaiadas.

a) Torres auto-portantes - São em geral estruturas metálicas de grande porte, auto sustentáveis, podendo ser rígidas, flexíveis e semi-flexíveis. As torres auto-portantes são capazes de resistirem a grandes solicitações de esforços, em geral os transmitem diretamente às fundações atingindo valores bastante elevados de momentos fletores junto a linha do solo, [DÓRIA e GUIMARÃES 2006]. Estas torres podem ser de suspensão, ancoragem de transposição ou ancoragem intermediária e de fim de linha;

b) Torres estaiadas - As torres estaiadas são estruturas flexíveis enrijecidas por estais, onde os estais são responsáveis pela absorção de parte dos esforços que são transmitidos para as ancoragens, e parte é transmitida axialmente pela própria estrutura. São utilizadas em locais planos e em trechos de linha sem ângulos, sendo classificadas como torres de suspensão simples [DÓRIA e GUIMARÃES 2006].

### 2.1.1.3 À função que a torre exerce na linha

A aplicabilidade da estrutura implica na escolha do tipo de estrutura a ser implantada, bem como os carregamentos ao qual esta será capaz de suportar, tendo-se os seguintes tipos de estruturas, [LABEGALINI et al. 1992]:

a) suspensão leve ou simples sustentação - também considerada como torres tangentes, assumem apenas os esforços verticais (peso dos condutores, pára-raios, isoladores e acessórios) e o efeito dos ventos transversais e longitudinais, quando especificado a hipótese de ruptura dos cabos. São aplicadas em alinhamentos retos com poucos ângulos;

b) suspensão pesada ou reforçada - possui as mesmas características das torres de suspensão simples, porém podem atingir vãos maiores;

c) ancoragem intermediária ou de amarração - utilizada em longos trechos, absorvendo esforços longitudinais causados por uma ruptura de feixe de cabos, sendo capaz de limitar os danos decorrentes desta ruptura para estruturas adjacentes. Pode possuir ângulos de até  $10^\circ$ ;

d) estrutura de ângulos - utilizada quando há a necessidade de mudança de direção do eixo da linha de transmissão, sendo capaz de suportar forças horizontais inclinadas de vãos adjacentes. Pode possuir ângulos médios ou grandes, ou seja, pode suportar ângulos variando numa faixa de  $10^\circ$  a  $90^\circ$  ;

e) ancoragem terminal ou fim de linha - são implantadas no início e no fim da linha, sendo dimensionada para suportar esforços normais e excepcionais de um lado só;

f) transposição de fases - estas estruturas permitem a mudança cíclica da posição das fases, ou seja, muda o posicionamento entre as três fases do circuito até o encabeçamento das subestações, onde possibilita uma diminuição nas interferências elétricas.

#### 2.1.1.4 Quanto à disposição do circuito

A disposição dos circuitos refere-se à disposição básica dos condutores, influenciando diretamente na dimensão das estruturas. Pode assumir a disposição horizontal, vertical ou triangular.

#### 2.1.1.5 Quanto ao formato

O formato da estrutura varia com a disposição dos circuitos e função estrutural, podendo ser: triangular; piramidal duplo; delta; cara de gato; torre em V (estaiada).

#### 2.1.1.6 Ao material utilizado

Os materiais em que comumente são fabricadas as estruturas de Linhas de Transmissão são a madeira, o concreto e o metal. As estruturas metálicas podem ser de alumínio ou aço galvanizado. No Brasil ainda não foram implementadas estruturas de alumínio, isto decorre do seu elevado custo face às estruturas de aço galvanizado. As estruturas de aço podem ser compostas por elementos de perfis treliçados ou por seção tubular, sendo este último menos impactante ao meio ambiente e também mais onerosa no que diz respeito às técnicas de projeto e execução.

As estruturas treliçadas apresentam grandes versatilidades podendo ser montados diversos tipos de estruturas de alturas variáveis, além de apresentar uma facilidade de transporte, montagem e boa durabilidade (Figura 2.1).

As estruturas em seção tubular permitem uma grande variação e adaptação às circunstâncias em que vai ser aplicada, podendo possuir seções variadas e cruzetas em seção poligonal, horizontal, inclinada ou até mesmo arqueada, [DÓRIA e GUIMARÃES 2006] (Figura 2.1).



**Figura 2.1** Estrutura Metálica: a) Treliçada; b) Tubular, [DÓRIA e GUIMARÃES 2006].

A escolha da silhueta da estrutura a ser adotada é função do número de circuitos que cada estrutura deve suportar, bem como o espaçamento entre as fases e fase/terra, proteção do pára-raios aos condutores e cadeia de isoladores e a influência do custo da faixa de servidão quando comparado com o custo da linha de transmissão. Logo, a melhor opção do projetista para a elaboração do projeto das torres de transmissão deve visar, além do atendimento às especificações técnicas, a otimização do peso das estruturas por meio da melhor combinação entre as inclinações dos montantes, abertura da base, inclinação dos mastros e estais e bitolas dos elementos, buscando sempre uma qualidade na montagem e facilidades nos processos de fabricação, estocagem e montagem, [DÓRIA e GUIMARÃES 2006].

No que se refere às cargas atuantes nas estruturas, devem ser considerados os efeitos das cargas de vento, tração nos condutores, peso próprio e carga de gelo, existindo, portanto considerações normativas no que diz respeito aos carregamentos normais ou excepcionais para cada tipo de estrutura. Assim, para o projeto de fundações são considerados os esforços máximos

longitudinais e transversais e os esforços de tração e compressão para cada tipo de estrutura considerada (suspensão, ancoragem, auto-portante, estaiada, circuito simples ou duplo, etc).

As Tabelas 2.1, 2.2 e 2.3 ilustram os principais tipos de estrutura, suas configurações esquemáticas e características.

### **2.1.2 Tipos de Carregamento na Estrutura**

Para o dimensionamento das estruturas são cogitadas diversas hipóteses de carregamento e esforços solicitantes, onde são levantadas possibilidades de ocorrência de ruptura de cabos, lançamento de apenas um circuito ou de algumas fases, lançamento de pára-raios, influência de ventos nos cabos e na estrutura, possibilidades de vãos com comprimentos diferentes, influência do peso de cabos, isoladores, equipamentos e acessórios. Logo, para o dimensionamento de cada componente da estrutura é considerada a condição mais desfavorável de carregamento, esta condição variando com o tipo de estrutura e o ângulo que esta faz com o eixo da linha de transmissão.

No Brasil pode-se dividir os carregamentos em três tipos básicos:

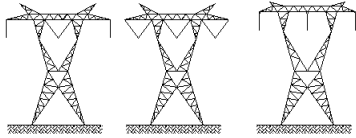
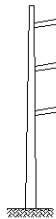
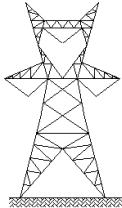


- a) carregamento permanente (peso próprio da estrutura);
- b) carregamento acidental (devido aos cabos, isoladores, etc);
- c) carregamento de vento (carga devido ao vento na estrutura).

#### **2.1.2.1 Cargas Permanentes**

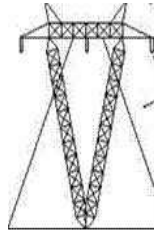
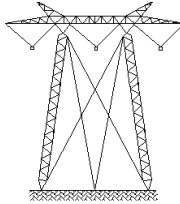
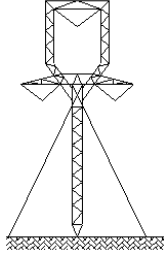
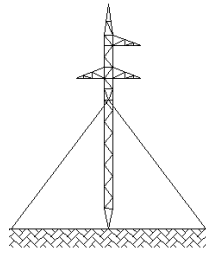

As cargas consideradas neste estudo como permanentes são obtidas com base no peso próprio da estrutura. Cada estrutura é composta pela torre básica, extensões, pés e fundações.

A torre básica corresponde à parte comum da torre que não varia de comprimento. As extensões consistem na da parte intermediária entre os pés e a torre básica, cabendo-lhe o papel de dar altura à estrutura. Os pés são o elo de ligação entre a torre e a fundação, elemento este



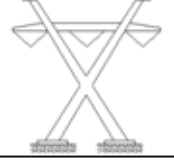
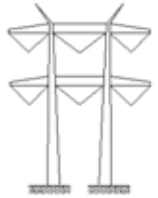
**Tabela 2.1** Tipos de estruturas rígida e principais características

Tipo de Estrutura		Configuração	Características	Esquemas
Rígida/ Auto- portante	Circuito Simples	Horizontal	Estruturas mais baixas	
			Cargas mais reduzidas nas fundações	
		Vertical	Menor largura de faixa	
		Delta	Reduz as perdas elétricas	
	Circuito Duplo	Vertical	Menor largura de faixa	
			Cargas maiores nas fundações	
		Triangular	Permite uma maior transmissão de energia	
			Reduz as perdas elétricas	

**Tabela 2.2** Tipos de estruturas flexíveis e principais características

Tipo de Estrutura	Configuração	Características	Esquemas
Flexível / Estaiada/Circuito simples	Estaiada em V	Simplicidade Estrutural	
		Boa estabilidade e resistência	
	Portal estaiada	Menos econômica das estaiadas em V	
	Delta estaiada	Estruturas mais leves	
		Facilidades na montagem mecânica	
		Grande janela central para Lts acima de 500kV	
	Monomastro - Triangular	Estruturas mais leves	
		Facilidades na montagem mecânica	
	Chainette/Cross rope	Estruturas mais leves	
		Facilidades na montagem mecânica	
Ocupa uma grande área de estais			
Permite uma maior transmissão de energia			

**Tabela 2.3** Tipos de estruturas semi-flexíveis e principais características

Tipo de Estrutura		Configuração	Características	Esquemas
Semi-Flexível/Auto-portante	Circuito Simples	Tipo H	Boa estabilidade transversal	
			Boa estética	
		Tipo Y	Boa estética	
	Ocupa pequena área			
	Tipo X	Boa estabilidade como estrutura em ângulo		
	Circuito Duplo	Tipo H	Peril mais baixo que as estruturas convencionais de circuito duplo	
			Permite conduzir dois circuitos	
Boa estabilidade transversal				
Boa estética				



capaz de ajustar a altura da estrutura com a topografia do ambiente .

### 2.1.2.2 Cargas Acidentais

São consideradas como cargas acidentais todos os esforços decorrentes da instalação dos cabos condutores e pára-raios, esforços dos ventos nos mesmos, etc.

### 2.1.2.3 Cargas de Vento na Estrutura

Para o cálculo da carga de vento na estrutura são tomados trechos ao longo da torre onde foram calculadas as áreas concentradas de cada trecho, a partir destas áreas e da pressão de vento são calculadas as forças, sendo estas localizadas no início e no término de cada trecho.

Com isso pode-se avaliar os esforços aos quais as estruturas estão expostas e conseqüentemente as forças transmitidas às fundações como os esforços de tração, compressão, esforços longitudinais e transversais. Com estes esforços e os resultados da análise geotécnica pode-se dimensionar o elemento da infra-estrutura das torres.

## 2.2 Tipos de Carregamento nas Fundações

Todos os esforços decorrentes da montagem, sustentação dos condutores e equipamentos, cargas eventuais de manutenção e instalação, peso próprio e fenômenos naturais que atuam sobre as estruturas transmitem cargas às fundações, sendo analisadas as características geotécnicas a fim de detalhar o tipo de fundação de cada estrutura. Logo a fundação assume o papel de transmitir estes esforços ao terreno de tal maneira que estes não ultrapassem a capacidade de carga limite do solo.

## 2.3 Fundações para Linhas de Transmissão

Os tipos de fundações implantadas em Linhas de Transmissão variam em função do tipo de estrutura. As autoportantes e os mastros centrais das estruturas estaiadas podem ter fundações em blocos ou sapatas de concreto, tubulão ou estacas. Já para os estais das estruturas, os tipos de

fundações mais empregados são os tirantes ancorados em rochas ou os blocos de concreto em solo. O que definirá a escolha do tipo mais adequado são os esforços aos quais tais fundações são solicitadas, bem como, as características do terreno.

### **2.3.1 Fundações Para apoio dos Pés de Estruturas Metálicas e Mastro Central**

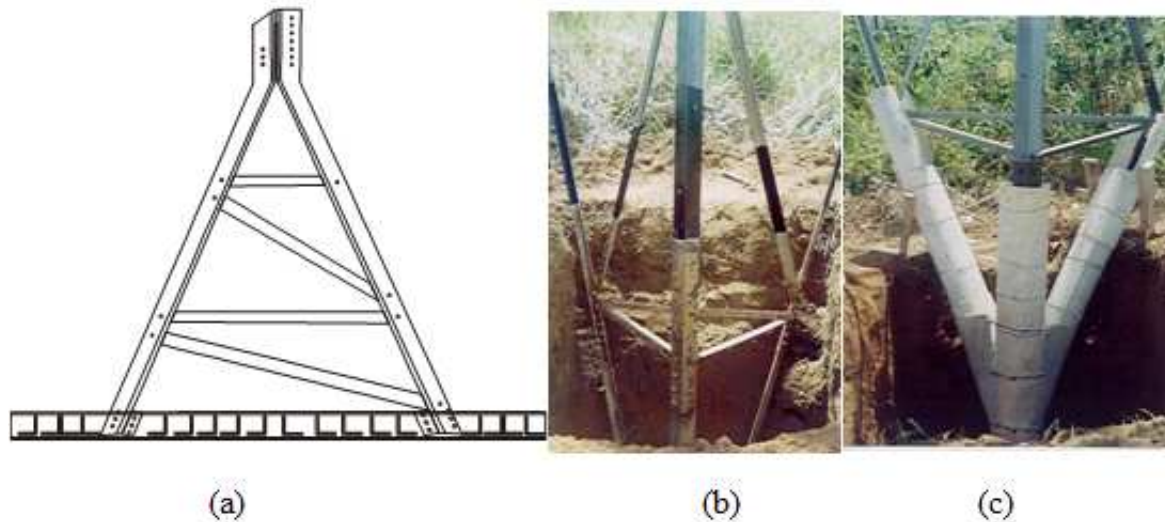
Os pés das estruturas de concreto em geral distribuem para o solo as cargas por meio de sapatas de concreto ou por estacas. Os mastros centrais recebem preponderantemente esforços de compressão, sendo assim mais indicados o uso de blocos de concreto armado.

#### **2.3.1.1 Sapatas de Concreto**

A norma NBR 6122 - Projeto de Execução de Fundações, define fundação em sapata como sendo um tipo de fundação superficial onde os esforços de tração são absorvidos pela armadura e não pelo concreto. Em linhas de transmissão a utilização das sapatas de concreto armado substituíram o uso das grelhas metálicas (perfis metálicos montados em forma piramidal), as quais vinham apresentando problemas de corrosão em solos mais agressivos (Figura 2.2). Quanto ao formato, as sapatas podem possuir espessura contínua ou variável com bases quadradas, retangulares ou trapezoidais, (Figura 2.3). O fuste pode ser reto ou inclinado dependendo dos esforços solicitados e de sua espessura. Suas dimensões variam com o tipo de solo ao qual será apoiada. Algumas empresas buscam simplificar o dimensionamento da sapata classificando-as em dois tipos A ou B em função de um valor de tensão admissível do solo e de um peso específico seco. É o tipo mais comum utilizado em linhas de transmissão para estruturas autoportantes.

#### **2.3.1.2 Fundação em Tubulões**

Trata-se de fundações profundas (acima de 3,00 m de profundidade), permitindo a escavação a céu aberto, tendo seções transversais variando entre 70 e 120 cm, com concreto armado e estrutural, (Figura 2.4). Normalmente aplicado em rocha, nem sempre atinge profundidades superiores a 3,00 m. Quando aplicado em solos apresenta a base alargada a fim de se obter uma maior resistência de ponta.



**Figura 2.2** Fundação em Grelha: a) Esquema da grelha; b) Evidências de corrosão; c) Recuperação da grelha.

#### 2.3.1.3 Fundações Estaqueadas

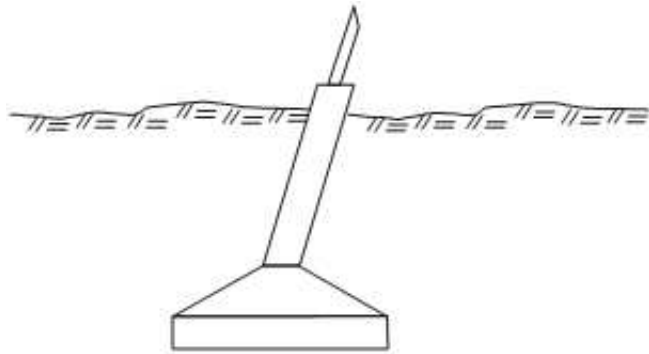
Indicadas para terrenos de baixa resistência ou com o nível de água elevado, onde se torna oneroso o uso de tubulões. Podem ser de concreto armado, pré-moldado, metálicas ou até de madeira. Atualmente os tipos mais frequentes de estacas instalados em Lts são as micro-estacas e estacas raiz, (Figura 2.5). Isto é devido a dificuldade de acesso e transporte de estruturas pré-moldadas e bate estacas em alguns trechos da extensão da Linha de Transmissão.

#### 2.3.1.4 Fundações em Blocos

As fundações em bloco são geralmente empregadas, em linhas de transmissão, nos mastros centrais das estruturas estaiadas. Estas estruturas transmitem apenas esforços de compressão para o solo sendo este o tipo de fundação mais indicada.

### 2.3.2 Fundações para Estais de Estruturas

Os estais das estruturas de Lts transmitem à fundação apenas o esforço de tração. As fundações para estais podem ser aplicadas em duas circunstâncias: a primeira é para estais instalados em solos, onde é composto de um bloco e uma haste metálica. A segunda hipótese são estais aplicados em terrenos com rochas aflorantes ou com pequenas profundidades de rocha sã, onde



(a)



(b)

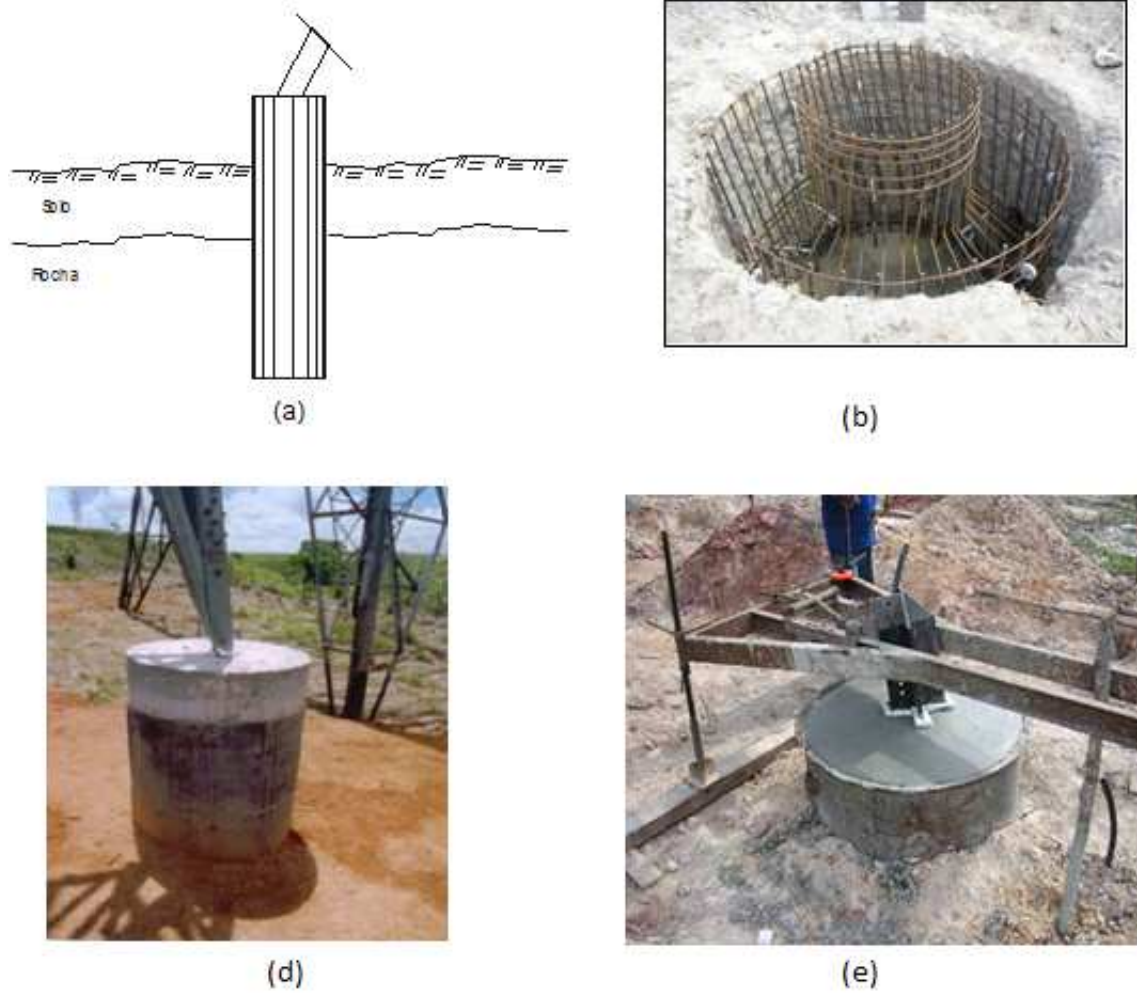


(c)



(d)

**Figura 2.3** Fundação em sapata: a) Esquema da sapata; b) Armação da sapata; c e d) Fundação concluída.



**Figura 2.4** Fundação em Tubulão: a) Esquema da fundação em tubulão; b) Colocação da ferragem ; c) Concretagem; d) Fundação em tubulão instalada.





**Figura 2.5** Processo de execução de fundação em estaca raiz: a) Instalação do tubo, b) Circulação da água, c) Armação e concretagem da estaca e d) Concretagem do stub no bloco.

no caso de rochas aflorantes instalados chumbadores ou buchas de fixação, ou perfuração com rotativa e injeção de pasta de cimento. São dimensionadas para suportarem apenas os esforços de arrancamento, não sendo solicitada à compressão. São usualmente montados inclinados, (Figura 2.6).

## **2.4 Investigação Geotécnica e Índices Físicos do Solo na Prática das Fundações das LTs**

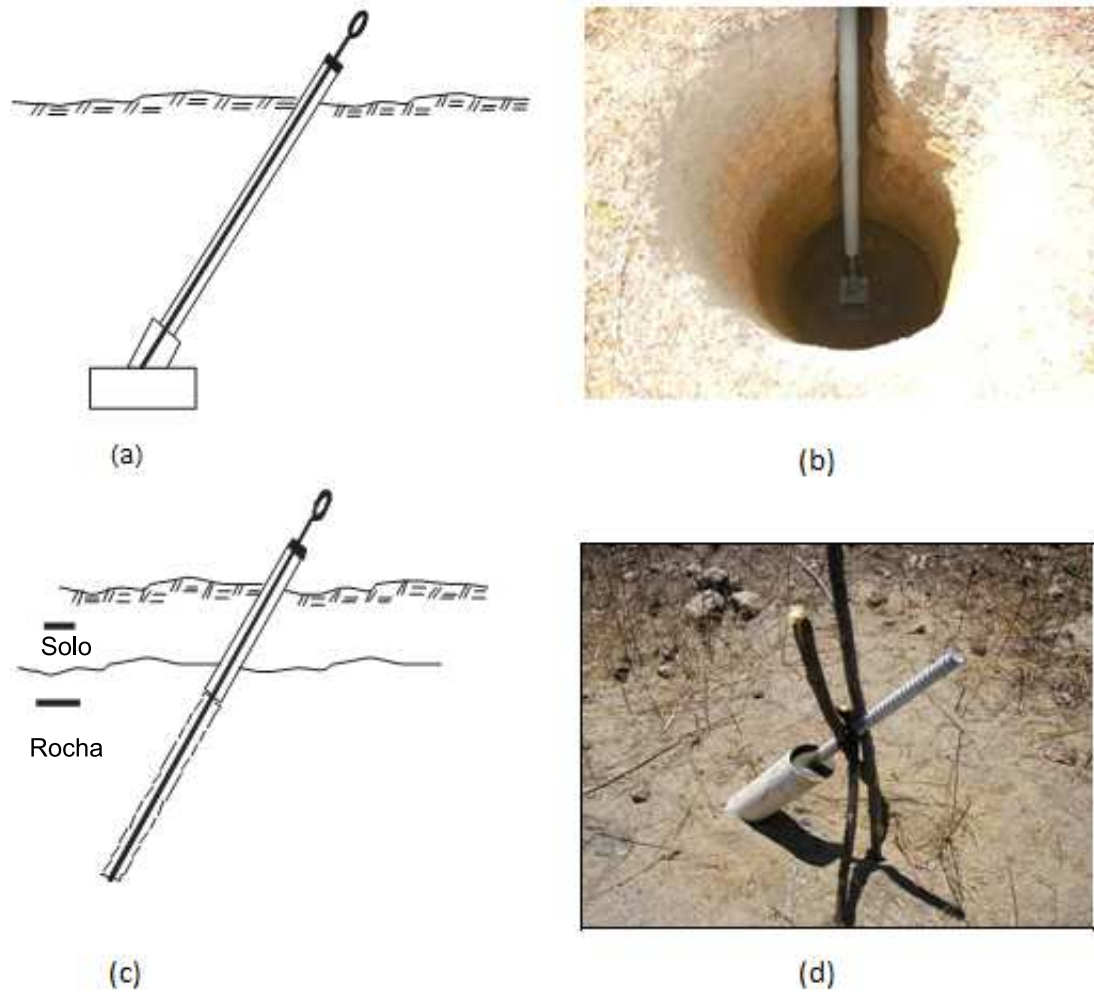
As linhas de transmissão, assim como obras de estradas, são caracterizadas por serem lineares, ou seja, existem variações em função da extensão da linha, atingindo áreas com diferentes tipos de vegetação, regiões com micro-climas, variações morfológicas do terreno, ocorrência de travessias de rios ou estradas, o que torna as condições de projeto e execução condicionados a tais fatores.

Tendo em vista tais circunstâncias, para a definição das fundações em linhas de transmissão, são realizadas investigações geotécnicas em pelo menos duas etapas do projeto, [ELETROBRÁS 2003]:

a) levantamento dos parâmetros e escolha da série típica de fundações - neste caso as investigações são feitas em áreas com solos com características semelhantes previamente determinadas por meio de uma análise geológica;

b) escolha da fundação mais indicada para cada estrutura - nesta situação a investigação geotécnica é realizada na área próxima ao marco central (ponto definido por onde passará o eixo vertical da estrutura) da torre de transmissão considerada.

No que concerne aos tipos de investigação geotécnica, as obras de linhas de transmissão dispõem de condições bastante precárias. Pelo menos um deste dois processos básicos são implementados: a sondagem a percussão ou o poço de inspeção.



**Figura 2.6** Fundação para estais de Torres: a) Esquema de fundação para estai para solo; b) Execução de fundação para estai para solo; c) Esquema de fundação em estai atirantado em rocha; d) Execução de fundação em estai atirantado em rocha .



### 2.4.1 Sondagem à Percussão

A sondagem à percussão constitui um dos tipos de investigação do subsolo mais usuais sendo aplicado nas seguintes circunstâncias:

- locais com nível de água superficial ou numa profundidade inferior a 5 m;
- locais instáveis como aterros, locais erodíveis e encostas íngremes;
- locais onde serão locadas estruturas especiais como torres de ângulos, travessias, fim de linha;
- a cada seqüência de dez estruturas.

Com os resultados dos ensaios pode-se classificar o solo quanto ao seu estado em função do valor do  $N_{spt}$ , classificando de fofa a compacta nos casos de areias e siltes-arenosos e de muito mole a dura no caso de argilas e siltes argilosos.

### 2.4.2 Poço de Inspeção

É um método bastante versátil e de baixo custo, podendo ser utilizado para a pesquisa de material para construção, para cubagem de jazidas e retirada de amostras.

Consiste na realização de escavações verticais onde se permite uma avaliação do material *in situ*, além de possibilitar a verificação dos horizontes perfurados, obtendo-se amostras indeformadas do fundo e das paredes da cava [ABNT 1986a] (Abertura de Poços e Trincheiras de Inspeção de Solo, com Retirada de Amostras Deformadas e Indeformadas). Este método permite a realização de ensaios de permeabilidade, resistência e análise da macroestrutura do terreno.

Pode ser realizado tanto em solos por meio de escavações, quanto em rochas com o auxílio de martelotes, explosivos ou sondas rotativas, onde também possibilita a realização de ensaios de permeabilidade e de mecânica das rochas.

As diretrizes básicas de projetos de Linhas de Transmissão sugerem algumas formas para a classificação do solo fazendo uso dos ensaios simplificados e do Sistema Unificado de Classi-

ficação de Solos, de modo que permitam:

a) determinação das Características Gerais do Solo (análise das formas de erosão, tonalidade da coloração, vegetação, identificação de solos específicos para determinados locais como loess, as turfas e as margas);

- determinação das características particulares da amostra (verificação das dimensões das partículas, gradação);
- determinação das propriedades físicas (verificação do estados limites de plasticidade e liquidez, peso específico, formato dos grãos)

b) peneiramento das amostras de Solo;

c) determinação da dispersão, dilatância, rigidez, resistência a seco.

Vale ressaltar que ensaios concernentes à avaliação da resistência do solo (ensaio triaxial, ensaio de palheta, cisalhamento direto, etc), análises químicas de agressividade do solo, permeabilidade, compressão, adensamento e colapsividade são recomendados em condições especiais.

Dos ensaios de campo, são realizadas as verificações do peso específico e da umidade.

a) peso específico - pode ser determinado por dois métodos básicos o método do cilindro biselado e do frasco de areia, ambos têm apresentado resultados semelhantes, dando preferência ao ensaio do cilindro biselado pela simplicidade de sua realização;

b) umidade - o ensaio de determinação da umidade tem por objetivo, em linhas de transmissão, determinar o peso específico aparente seco do solo, parâmetro este utilizado como uma das referências para a escolha da fundação. Logo sugere-se o ensaio de Speedy ou queima ao álcool (caso o solo não apresente matéria orgânica).

A escolha do tipo de fundação deve ser ajustada às particularidades de onde estará locada a estrutura. O maior número de ensaios geotécnicos e processos mais modernos de investigação permitirão a utilização de métodos de cálculo mais precisos para um dimensionamento mais seguro e econômico.

## **2.5 Correlação Solo/Fundação**

Com esta base de informações pode-se relacionar todos estes parâmetros (tipo de solo, tensões admissíveis e peso específico aparente seco), de modo que a escolha da fundação seja a mais adequada para cada caso particular, podendo-se cogitar as seguintes situações:

### **2.5.1 Fundações em Solos**

São considerados solos todo material proveniente da decomposição de uma rocha por ação de agentes físicos e químicos [ABNT 1995]. Estes podem possuir características arenosas, argilosas ou siltosas. Indica-se fundações em sapatas, tubulões com base alargada ou blocos de concreto.

### **2.5.2 Fundações em Rocha**

São consideradas como sendo as fundações aplicadas em rochas duras ou friáveis tipo granitos, gnaisses, basaltos, filitos, xistos, quartzitos, arenitos e calcários. Neste caso são utilizadas fundações em tubulão ou tirantes para estais (Tabela 2.4).

### **2.5.3 Fundações em Solos especiais**

São fundações consideradas para solos especiais aquelas que apresentam baixa tensão admissível ao ponto de inviabilizar o uso de sapatas e blocos ou tenham comportamento danoso a fundação com a variação da umidade (solos expansíveis ou colapsíveis).

Exige-se, nesses casos, a realização de ensaios mais específicos para a devida escolha da fundação a ser implementada. A norma NBR - 6122/1996 - Projeto e Execução de Fundações,

**Tabela 2.4** Classificação de Rochas- [CHESF2].

Rocha do Tipo	Tensão Admissível (kPa)	Aderência Conc/Rocha (kPa)
Arenitos, filitos, xistos, quartzitos, folhelhos e calcários pouco alterados.	> 500	> 200
Granitos, gnaisses e basaltos sãos.	> 800	> 400
Granitos, gnaisses e basaltos poucos fraturados.	> 500	> 300
Arenitos, filitos, xistos, quartzitos, folhelhos e calcários muito alterados.	> 300	> 150
Granitos, gnaisses e basaltos muito fraturados	> 300	> 150

[ABNT 1996] - apresenta uma tabela mais detalhada da classificação do solo pela taxa de trabalho que os mesmos tendem a apresentar, Tabela 2.5.

## 2.6 Procedimento de Cálculo para Dimensionamento das Fundações

Para o dimensionamento da fundação, no que se propõe a determinação de sua geometria, são abordados alguns métodos de cálculo, onde para cada tipo de esforço solicitado à fundação há uma verificação específica. São então considerados para fundações de Linhas de Transmissão os esforços de compressão e arrancamento. Dentre estes esforços, o dimensionamento é feito para aquele que submete a fundação à condição mais desfavorável.

### 2.6.1 Verificação Quanto à Compressão

Quanto à compressão foi considerada a metodologia proposta por [VESIC 1975]. Esta metodologia considera, além do ângulo de atrito e coesão do solo, fatores como a forma, dimensão, inclinação do terreno, embutimento e base da fundação, inclinação da carga, nível de água e

**Tabela 2.5** Pressões Básicas ( $\sigma_0$ ) - NBR 6122(96)

Classe	Descrição	Valores (MPa)
1	Rocha sã, maciça, sem laminação ou sinal de decomposição	3
2	Rochas laminadas, com pequenas fissuras ou estratificadas	1,5
3	Rochas alteradas ou em decomposição	Nota c)
4	Solos granulares concrecionados conglomerados	1
5	Solos pedregulhos compactos a muito compactos	0,6
6	Solos pedregulhos fofos	0,3
7	Areias muito compactas	0,5
8	Areias compactas	0,4
9	Areias medianamente compactas	0,2
10	Argilas duras	0,3
11	Argilas rijas	0,2
12	Argilas médias	0,1
13	Siltes duros (muito compactos)	0,3
14	Siltes rijos (compactos)	0,2
15	Siltes médios (medianamente compactos)	0,1

Notas: a) Descrição de solos norma NBR6502.

b) No caso de calcário ou qualquer outra rocha cárstica, devem ser feitos estudos especiais;

c) Para rochas alteradas ou em decomposição, têm que ser levada em conta a natureza da rocha matriz e o grau de decomposição ou alteração;

d) Os valores aí considerados são válidos para larguras de 2,00 m devendo ser modificados com as dimensões e profundidades das fundações.

compressibilidade do solo (equação 2.1).

$$q_{ult} = c.N_c.sc.dc.ic.bc.gc + q.N_q.sq.dq.iq.bq.gq + (B'/2).\gamma.N_\gamma.s_\gamma.d_\gamma.i_\gamma.b_\gamma.g_\gamma \quad (2.1)$$

Onde:

$N_c$ ,  $N_q$  e  $N_\gamma$  - fatores de capacidade de carga nos termos de coesão, sobrecarga e peso próprio;

$s_c$ ,  $s_q$  e  $s_\gamma$  - fatores de forma;

$d_c$ ,  $d_q$  e  $d_\gamma$  - fatores de profundidade;

$i_c$ ,  $i_q$  e  $i_\gamma$  - fatores de inclinação da carga;

$b_c$ ,  $b_q$  e  $b_\gamma$  - fatores de inclinação da base da fundação;

$g_c$ ,  $g_q$  e  $g_\gamma$  - fatores de inclinação do terreno;

$B'$  - menor dimensão de uma fundação retangular.

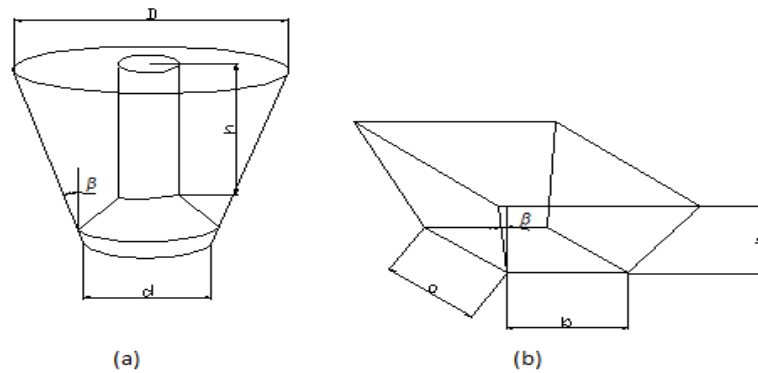
## 2.6.2 Verificação Quanto ao Arrancamento

O esforço de arrancamento decorrente da tração exercida na fundação é bastante comum nestes tipos de estrutura. Para sua determinação foram desenvolvidos vários métodos como o do tronco de cone ou pirâmide, cilindro de atrito, Método de Meyerhorf e Adams(1968), Método de Grenoble (Biarez e Barraud - 1968). No caso de Linhas de Transmissão foram considerados os Métodos do Tronco de pirâmide (método impreciso mas ainda usado para o cálculo em Lts) e o Método de Grenoble (1968).

### 2.6.2.1 Método do Tronco de Pirâmide

O Método do tronco de Pirâmide (ou Cone) é um método bastante simples e pouco preciso, pois não considera a influência dos parâmetros de coesão e ângulo de atrito do solo no cálculo da resistência ao arrancamento . Neste método a determinação resistência é obtida através da

soma do peso de terra correspondente ao tronco de cone ou pirâmide formado pela base da fundação e a inclinação da superfície de ruptura no arrancamento e o peso próprio da fundação, Figura 2.7.



**Figura 2.7** Método do Tronco de Cone: a) Esquema do Tronco de Cone e b) Esquema do Tronco de Pirâmide - ELETROBRÁS(2003).

Portanto, tem-se assim as equações 2.2, 2.3 e 2.4 para a determinação do volume de terra das fundações:

a) Tronco de Cone

$$D = d + 2.h.tg \quad (2.2)$$

$$Vt = ((\pi.h)/12).(D^2 + Dd + d^2) - Vf \quad (2.3)$$

b) Tronco de Pirâmide

$$Vt = a.b.h + (a + b).h^2.tg(\beta) + (\pi/2).h^3.tg(\beta) - Vf \quad (2.4)$$

Onde:

Vt - Volume de Terra;

$V_f$  - Volume da Fundação;

$D$  - Diâmetro maior do tronco de cone;

$d$  - Diâmetro da base da fundação do tronco de cone;

$\beta$  - Ângulo de inclinação da superfície de ruptura;

$h$  - Altura da Fundação;

$a$  e  $b$  - Dimensões da base da fundação para o tronco de pirâmide.

Deste modo o valor do peso de terra ( $P_t$ ) adicionado ao peso da fundação ( $P_f$ ) deve ser superior à força de arrancamento ( $F_a$ ) multiplicado por um fator de segurança ( $F_s$ ).

$$P_t + P_f \geq F_a.F_s \quad (2.5)$$

Os esforços horizontais não são considerados concomitantes com o arrancamento. O  $F_s$  adotado pela [ONS 2002] para Linhas de Transmissão encontra-se atualmente na ordem de 1,10. Este método é bastante criticado por apresentar pouca confiabilidade nos resultados. Esta condição pode ser avaliada por [DANZIGER e PEREIRA..PINTO 1979] e [DANZIGER 1983], onde se indica que o ângulo  $\beta$  não possui relação com o ângulo de arrancamento e os parâmetros geotécnicos (ângulo de atrito interno e coesão). Pela sua simplicidade este Método ainda é amplamente empregado na prática de cálculo em fundações de Linhas de Transmissão. Os resultados da utilização deste método será alvo de comparação com o Método de Grenoble (1968). Os dados referentes à estimativa do ângulo  $\beta$  foram obtidos por conhecimentos empíricos na prática de Construção de Linhas de Transmissão.



### 2.6.2.2 Método de Grenoble (Martin - 1966 e Biarez e Barraud - 1968)

Trata-se de um método formulado com base em diversas pesquisas teóricas, de campo e de laboratório, tendo destaque as pesquisas realizadas por [MARTIN 1966] e [BIAREZ e BARRAUD 1968]. Este método abrange fundações em placas, sapatas de pequenas espessuras e estacas, permitindo a derivação para sapatas de modo geral e tubulões de base alargada. O enfoque será dado às fundações em sapatas uma vez que é o tipo de fundação aplicado no estudo de caso. Um dos aspectos importantes para a consideração de superfícies de ruptura é a classificação do solo que é dada em duas categorias [DANZIGER 1983]:

- Categoria 1 - Solos fracos; Tipo: argilas; Grau de saturação: elevado; Ângulo de atrito: inferior a  $15^\circ$
- Categoria 2 - Solos resistentes; Tipo: argilas ou areias; Grau de saturação: argilas - baixo areias - saturadas ou não; Ângulo de atrito: superior a  $15^\circ$

Segundo [MARTIN 1966] obtém-se a capacidade de carga quanto a tração (Qft) em função:

- Categoria do solo;
- D - comprimento ou profundidade de assentamento;
- B - metade da base da fundação;
- b - metade do lado do fuste;
- Dc - Profundidade crítica - estimada, por ensaios para sapatas retangulares, como sendo  $5(B-b)$ ;
- $\lambda$  - ângulo formado pela fundação e superfície de ruptura aproximando-se de uma reta;
- P - peso da fundação;
- c - coesão;
- $\gamma$  - peso específico aparente natural;
- $q_0$  - sobrecarga uniforme, infinitamente extensa, atuante na superfície do terreno;
- p - perímetro da fundação;



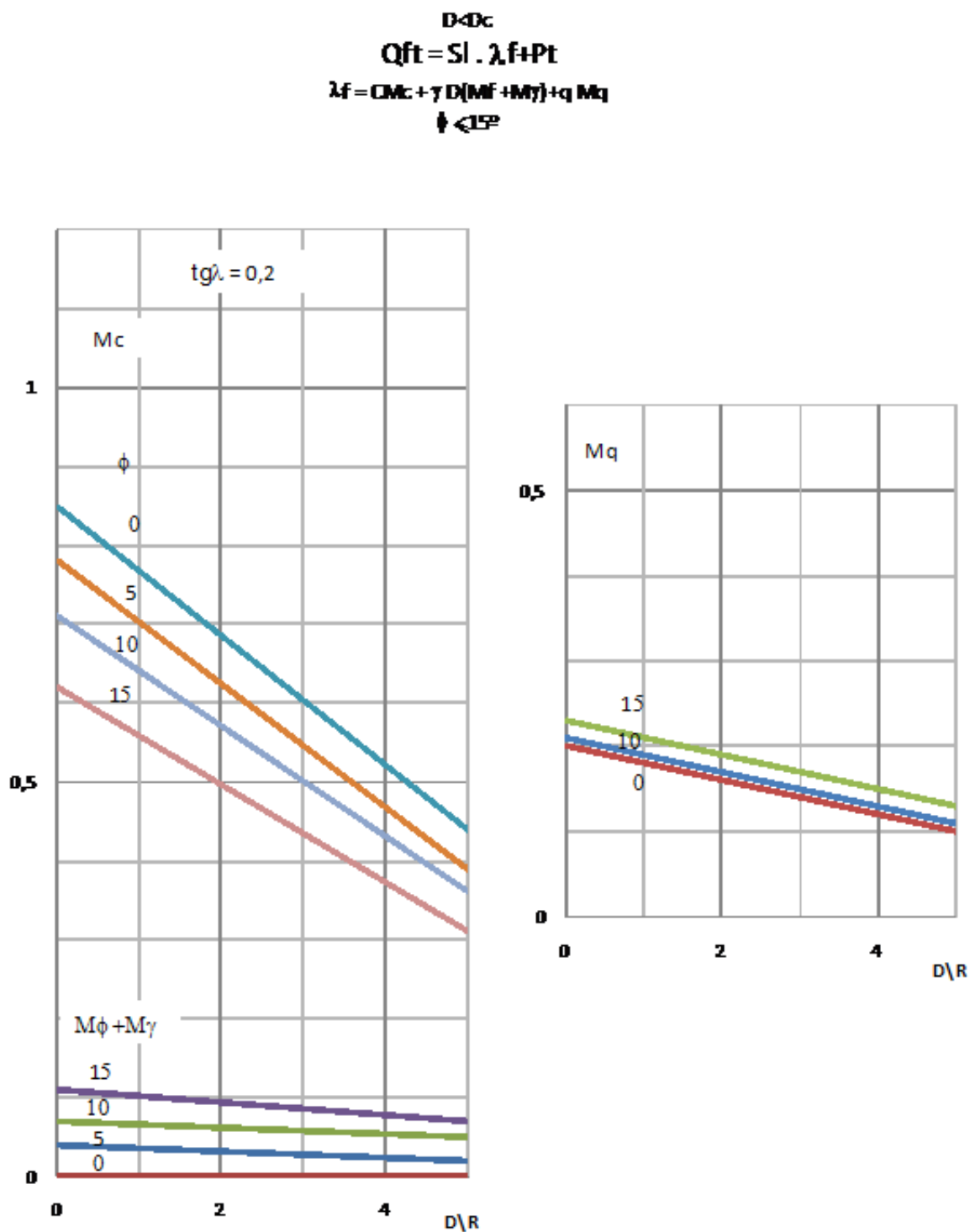
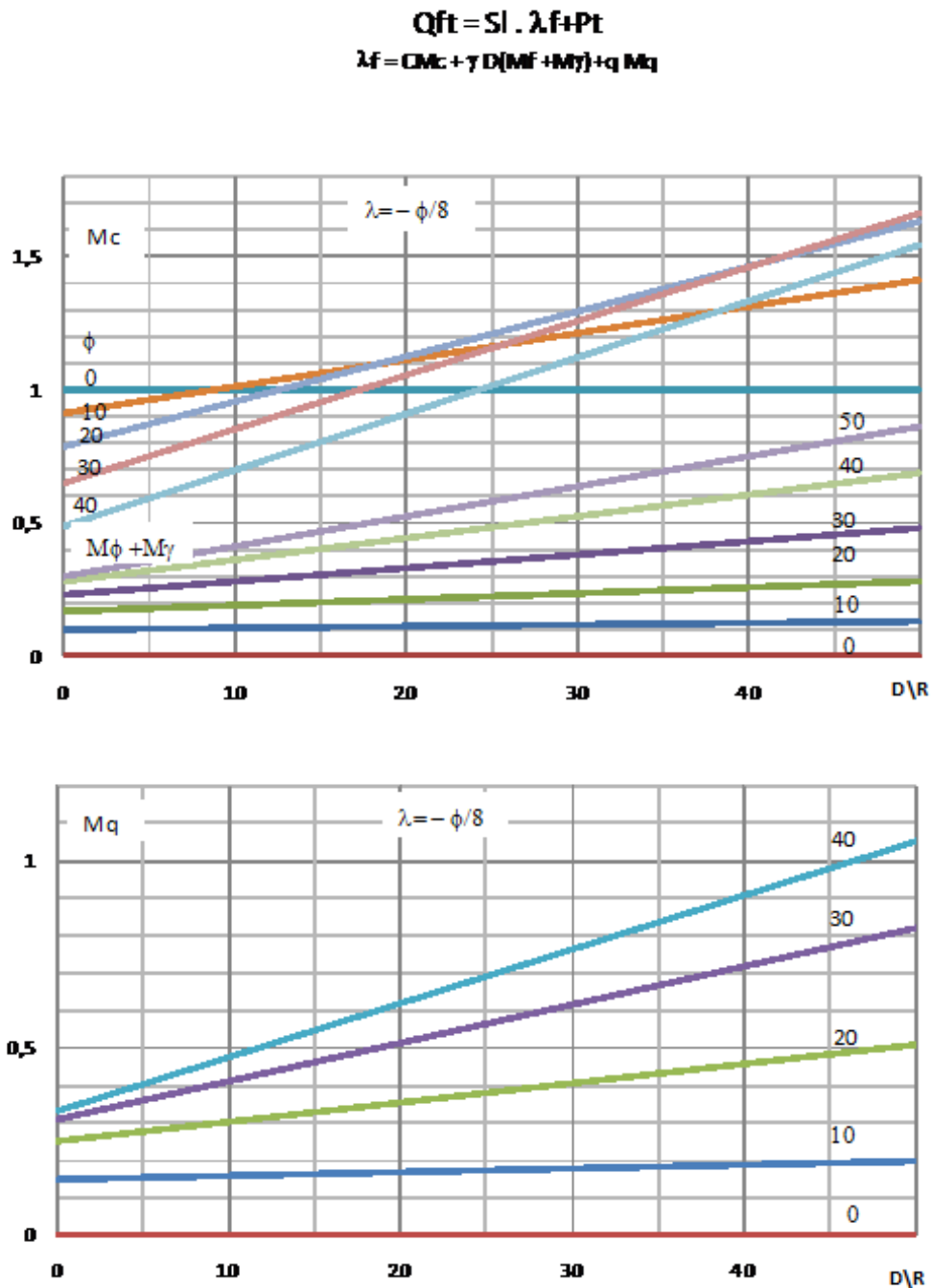


Figura 2.9 Coeficiente de capacidade de carga à tração  $M_\gamma$  para  $\lambda = \arctan 0,2$  - MARTIN (1966)

onde;

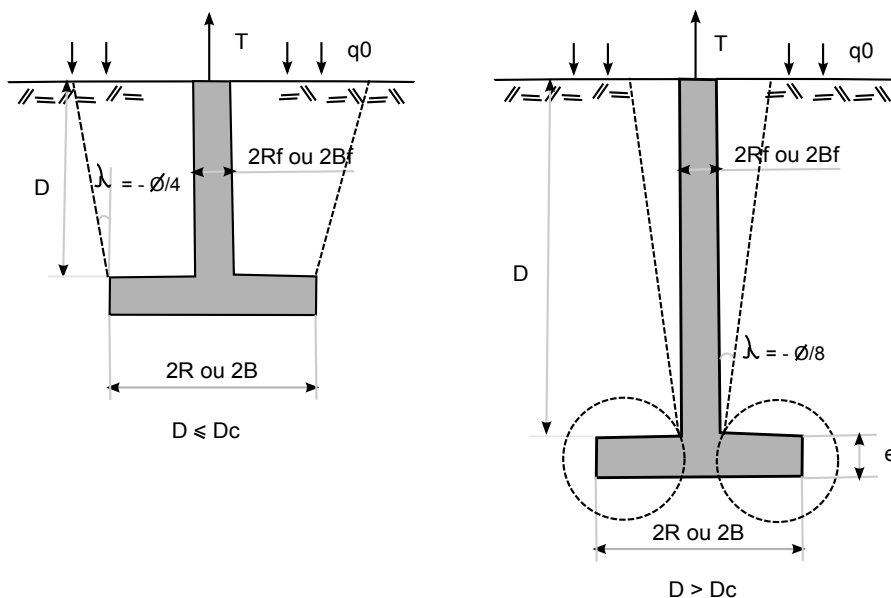
$M_{cf}$ ,  $(M_{\phi} + M_{\gamma})_f$ ,  $M_{qf}$  – são os coeficientes de capacidade de carga à tração para o fuste, considerando  $\lambda = -\phi/8$  0,2 (Figura 2.10).



**Figura 2.10** Coeficiente de capacidade de carga à tração  $M_{\gamma}$  para  $\lambda = -\phi/8$  - MARTIN (1966)

## b) Sapatas de 2ª Categoria

Para as sapatas de categoria 2, considera-se para profundidades inferiores à crítica a ruptura generalizada e para profundidades superiores generalizada no fuste e localizada na base (Figura 2.11).



**Figura 2.11** Esquema de Zona de Ruptura para Sapatas em Solo de 2ª Categoria - MARTIN (1966)

Para  $D \leq D_c$  - Ruptura Generalizada

A capacidade de carga é obtida pela equação:

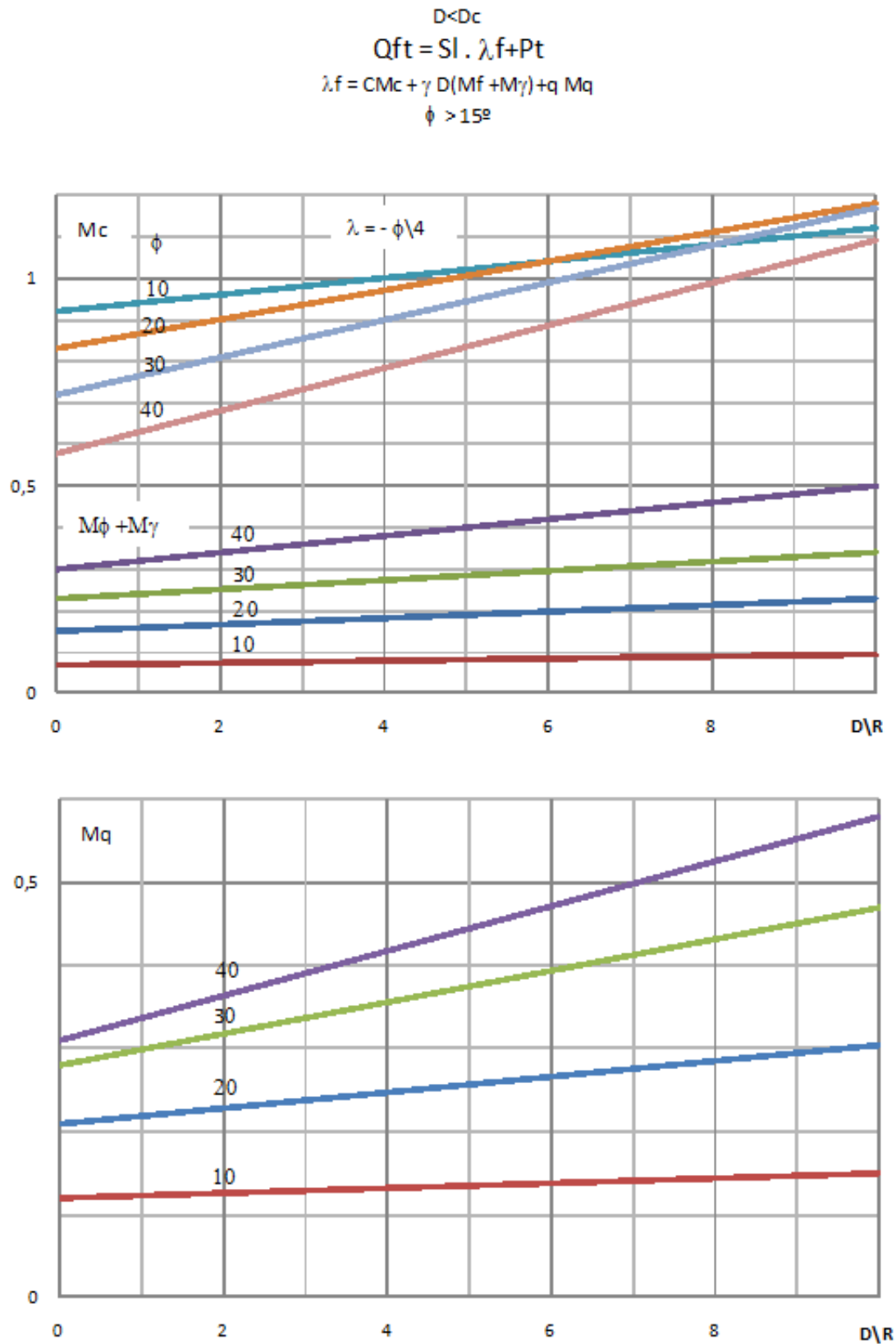
$$Q_{ft} = pD[cMc + \gamma D(M\phi + M\gamma) + qMq] + P + (S_b - S_f)\gamma D \quad (2.8)$$

Onde os coeficientes de capacidade de carga à tração são obtidos pela Figura 2.12, considerando  $\lambda = -\phi/4$

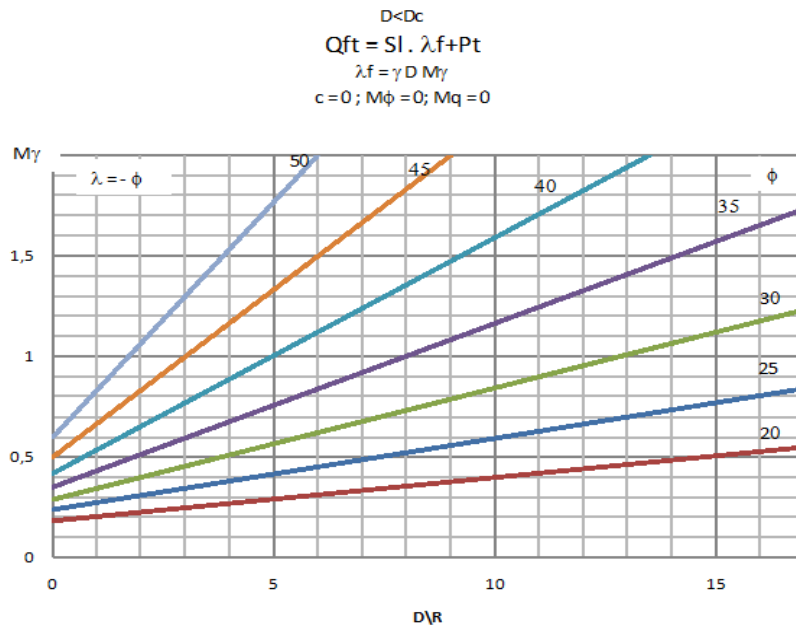
No caso de areias puras ( $c=0$ ), pode-se considerar  $\lambda = -\phi$ , logo  $M\phi$  e  $Mq$  se anulam (Figura 2.13).

Para  $D > D_c$  - Ruptura Generalizada no Fuste e Localizada na Base

Neste caso é considerada as parcelas referentes ao fuste da fundação (perímetro do fuste -  $p_f$ , coeficientes de capacidade de carga do fuste -  $M_{cf}$ ,  $(M\phi + M\gamma)_f$ ,  $M_{qf}$  e peso do fuste -  $P_f$ ) e as parcelas da base (peso da base -  $P_b$ ).



**Figura 2.12** Coeficiente de capacidade de carga à tração  $M_c$ ,  $(M_\phi + M_\gamma)$  e  $M_q$  para  $\lambda = -\phi/4$  - MARTIN (1966)



**Figura 2.13** Coeficiente de capacidade de carga à tração  $M\gamma$  para  $\lambda = -\phi$  - MARTIN (1966)

$$Q_{ft} = p f D [C M c f + \gamma D (M \phi + M \gamma) f + q_0 M q f] + P f + (S_b - S_f) m M (\gamma D \tan(\phi) + c) + P_b \quad (2.9)$$

Para a obtenção dos coeficientes de capacidade de carga do fuste considera-se o valor de  $\lambda = -\phi/8$ , Figura 2.10.

Já para os coeficientes de carga da base M, onde a ruptura é localizada, pode-se considerar:

$$M = \frac{12\pi}{1 + 6 \tan(\phi) \left(\frac{\pi}{4}\right) + 2 \frac{R_f}{R} \left(1 + \frac{6}{\pi} \tan(\phi)\right)} - 1,6 \left(1 - 1,9 \frac{R_f}{R} + 0,9 \frac{R_f^2}{R^2}\right) \quad (2.10)$$

O coeficiente de redução de  $M(m)$  varia em função da espessura da base da sapata conforme expressão abaixo:

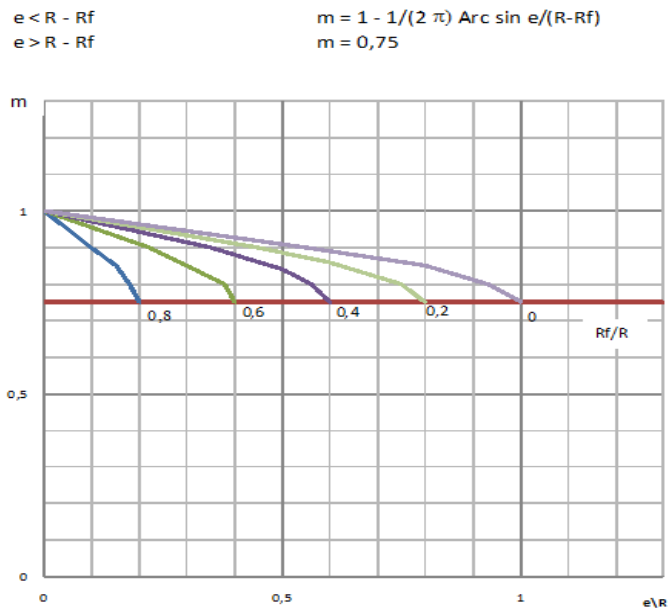
Para  $e < R - R_f$

$$m = 1 - \frac{1}{2\pi} \arcsen \frac{e}{R - R_f} \quad (2.11)$$

Para  $e \geq R - R_f$

$$m = 0,75 \quad (2.12)$$

Ou por meio da Figura 2.14.



**Figura 2.14** Coeficiente de capacidade de carga à tração  $m$  - MARTIN (1966))

Os coeficientes de capacidade de carga à tração também podem ser obtidos pelas equações abaixo:

- Parcela da Coesão

$$M_c = \left[ \frac{\tan(\alpha)}{\tan(\phi)} + \frac{f}{H} \cos(\phi) \left( 1 + \frac{\tan(\alpha)}{\tan(\phi)} \right) \right] \left( 1 - \frac{1}{2} \tan(\alpha) \frac{D}{R} \right) \quad (2.13)$$

Sendo

$$\frac{f}{H} = \tan \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) \frac{\cos(n) - \sin(\phi) \cos(m)}{\cos(n) + \sin(\phi) \cos(m)} \quad (2.14)$$

onde



$$m = \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) + \alpha \text{ e } \text{sen}(n) = \text{sen}(\phi)\text{sen}(m) \quad (2.15)$$

- Parcela de Sobrecarga

$$Mq = Mc \tan(\phi) + \tan(\alpha) \quad (2.16)$$

- Parcela do atrito e do Peso específico

$$(M\phi + M\gamma) = \frac{\text{sen}(\phi)\text{con}(\phi + 2\alpha)}{2\cos^2(\alpha)} \left[ 1 - \frac{1}{3}\tan(\alpha)\frac{D}{R} \right] \quad (2.17)$$

$$M\gamma = -\frac{1}{2}\tan(\gamma) \left[ 1 - \frac{1}{3}\tan(\alpha)\frac{D}{R} \right] \quad (2.18)$$

## Materiais e Métodos

Serão abordados neste capítulo os materiais e métodos, normas e procedimentos aplicados para a análise do solo das fundações das torres de transmissão. Os serviços a serem realizados na Linha de Transmissão Recife II/Joairam/Bongi (LT RCD/JRM/BNG) consistiam em construir seis novas estruturas, de modo a fazer com que a linha em questão também atendesse à Subestação de Joairam. Destas seis novas estruturas a serem implementadas, foram escolhidas três correspondentes ao primeiro circuito (A) da LT RCD/JRM/BNG. Esta escolha foi decorrente da obra iniciar suas atividades por estas torres e de se obter amostras de localidades diferentes para a implantação das torres.

Inicialmente foi identificada a geologia do local das estruturas para posterior coleta de amostras, sendo estas submetidas a ensaios físicos (caracterização), químicos, sucção pelo método do papel filtro, edométricos simples e duplos e de cisalhamento direto. Os ensaios realizados por estrutura são relacionados na Tabela 3.1 e 3.2.

A nomenclatura utilizada para designar as torres baseou-se em:

- T - para as torres a serem montadas;
- A - correspondentes ao primeiro circuito da LT;
- B - correspondentes ao segundo e terceiro circuitos da LT.

**Tabela 3.1** Relação de ensaios de laboratório realizados por estrutura

Ensaio/ Torres	Ensaio de Laboratório											Total
	Cisalhamento Direto		Edométrico			Ensaio Químicos	Ensaio de Caracterização Física					
	Natural	Inundado	Duplo 640kPa	Simple	Teste de colapso		Limite de Plasticidade	Limite de Liquidez	Densidade Real	Ensaio de granulometria		
									Sedimentação	Peneiramento		
T1A	4	4	2	7	2	16	15	15	15	15	15	19
T2A	4	4	2	6	0	16	15	15	15	15	15	16
T3A	4	4	2	6	0	7	7	7	7	7	7	16

**Tabela 3.2** Relação de ensaios de campo realizados por estrutura

Ensaio /Torres	Ensaio de Campo				Total
	Cilindro Biselado	Perfil de umidade	Investigação Geotécnica		
			Sondagem à percussão	Poço de inspeção	
T1A	1	1	1	1	4
T2A	1	0	2	0	3
T3A	1	1	0	1	3

### 3.1 Geologia Local

A identificação da geologia foi realizada com o auxílio do mapa geológico da Região Metropolitana do Recife, confeccionado pelo Sistema de Informações para Gestão Territorial da Região Metropolitana do Recife - [SINGRÉ 2001], utilizando as coordenadas geográficas e UTM nos eixos de cada estrutura realizada com um GPS de sensibilidade de 10m.

### 3.2 Investigação Geotécnica

A primeira etapa de investigação geotécnica baseou-se na elaboração de boletins de sondagem com a realização do SPT (Standard Penetration Test) ou por poços de inspeção. Sondagem à Percussão foram executadas nas estruturas T1B, T2A e T2B. Os poços de inspeção foram realizados para as torres T1A, T3A e T3B, sendo realizados conforme norma da [ABNT 2001]-NBR 6484 - Solo - Sondagens de simples reconhecimento com SPT - Método de ensaio (2001) e [ABNT 1986a] - NBR 9604 - Abertura de poço e trincheira de inspeção em solo, com retirada de amostras deformadas e indeformadas (1986) . Os resultados desta análise permitiram a estruturação de um plano para a obtenção de amostras indeformadas e deformadas (execução do trado e escavação manual), sendo feita nas estruturas do circuito simples T1A, T2A e T3A.

### 3.3 Coleta de Amostras

As escavações das fundações das estruturas iniciaram-se no mês de março de 2006, sendo realizadas apenas sem ocorrência de chuvas.

Para cada estrutura foi escolhida aleatoriamente uma cava para a coleta de amostras. Em

algumas circunstâncias a escolha da cava foi devida à condição mais favorável para sua extração. Logo, foi escolhida para a estrutura T2A e T3A a cava C e para a estrutura T1A a cava A.

Em cada cava foram obtidas amostras indeformadas (blocos) e deformadas (amolgadas). Para a coleta das amostras indeformadas foram retirados 02 (dois) blocos por cava a 0,50 m acima do fundo da cota de fundação, com dimensões 0,50 m x 0,50 m x 0,50 m. As escavações foram realizadas com o auxílio de uma retro-escavadeira até se atingir 0,80 m do fundo da cava. A partir daí a escavação era executada manualmente para que o mínimo de perturbações externas fossem transmitidas aos blocos. A moldagem dos blocos foi realizada conforme NBR 9604 - Abertura de poço e trincheira de inspeção em solo, com retirada de amostras deformadas e indeformadas (1986), sendo protegidos com papel alumínio, talagarça e parafina para que fossem mantidas suas características de campo. Pode-se perceber este procedimento de moldagem dos blocos observando-se a Figura 3.1.

As amostras amolgadas foram obtidas em duas etapas: por meio de trado para as camadas abaixo da cota da fundação e escavação manual da parede da cava.

A extração das amostras deformadas por meio de trado foi realizada logo após a moldagem do bloco, obedecendo-se aos critérios estabelecidos na [ABNT 1986b] - NBR 9603 - Sondagem a trado (1986), obtendo-se amostras a cada 1,00m de profundidade ou à medida que fossem identificadas mudanças no tipo de solo. Todas as amostras foram pesadas in loco por meio de uma balança, para a obtenção da umidade natural. Os critérios de parada para a penetração do trado foram os seguintes: presença do nível de água, presença de camada impenetrável ao trado (material bastante resistente), profundidade igual a 2 vezes o lado da Fundação (2B) (Figura 3.2).

As amostras obtidas por meio da escavação manual foram obtidas no dia seguinte à execução da escavação, isto ocorreu devido término das atividades anteriormente citadas requererem bastante tempo. Foram retiradas amostras de aproximadamente 3,00 kg para cada horizonte identificado na lateral da cava (Figura 3.3), obtendo-se as umidades naturais, exceto para a estrutura T2A, devido à falta dos equipamentos adequados no dia da coleta das amostras.



**Figura 3.1** Moldagem de blocos - amostra indeformada estrutura T2A cava C - a) Escavação mecânica com a retro escavadeira; b) Escavação manual; c) Marcação do bloco; d) Moldagem do bloco; e) Proteção do bloco com papel alumínio, talagarça e parafina; f) Extração do bloco do fundo da cava; g) Proteção do fundo do bloco; h) Acabamento final.



**Figura 3.2** Obtenção de amostra amolgada por meio do trado na estrutura T2A cava C



**Figura 3.3** Perfil da parede da cava A estrutura T1A

### 3.4 Caracterização Física

A caracterização física foi realizada nas amostras amolgadas de todos os horizontes identificados, sendo obedecidos os procedimentos estabelecidos pela Associação Brasileira de Normas Técnicas:[ABNT 1984d] - Granulometria - NBR 7181; [ABNT 1984a] e [ABNT 1984b] - Limites de Liquidez e Plasticidade - NBR 6459 e 7180 e [ABNT 1984c] - Peso Específico dos Grãos - NBR 6508.

### 3.5 Ensaios Químicos

Os ensaios químicos do solo foram realizados em todas as amostras coletadas, tendo sido realizados pelo Laboratório de Química da Universidade Católica de Pernambuco (UNICAP), segundo metodologia estabelecida pelo Serviço Nacional de Levantamento e Conservação de Solos e pelo Manual de Métodos de Análise de Solos da EMBRAPA, [EMBRAPA 1997].

Foi analisado 1,5 kg de solo para cada horizonte, sendo as amostras submetidas à análise para: determinação do pH -  $H_2O$ , KCl (1N) e CaCl (0,01M) ; teor de sais dissolvidos -  $Na^+$ ,  $K^+$ ,  $Ca^{2+}$ ,  $Mg^{2+}$ ,  $Al^{3+}$ ,  $H^+$  do solo e C.E (condutividade elétrica) a 25°C.

### 3.6 Ensaios Edométricos

Foram realizados para avaliar a compressibilidade, os potenciais de colapso ou expansão do solo.

O equipamento utilizado foi a prensa do tipo Bishop do laboratório de mecânica dos solos da Universidade Federal de Pernambuco. Consistia numa prensa tipo convencional, com sistema de carregamento através de pesos em pendurais e relação de braço 1:10. As células eram do tipo anel fixo e o extensômetro para a medida das deformações com sensibilidade de  $10^{-2}$  mm.

Os corpos de prova foram moldados e colocados dentro de uma célula edométrica sobre um papel filtro e uma pedra porosa. A montagem do sistema foi a mesma para os ensaios edométricos simples e duplos. Todos os corpos de prova foram submetidos inicialmente a uma tensão de 3,75 kPa para a estabilização do sistema, não sendo considerada a deformação ocorrida nesta etapa.

Para os ensaios na condição de não saturação ou antes da inundação fazia-se necessário o uso da proteção por sacos plásticos fixadas por ligas elásticas colocados na parte superior da célula para reduzir ao máximo a interferência da umidade do ar na amostra antes da inundação (aumento ou perda de umidade).

### 3.6.1 Ensaios Edométricos Simples

O ensaio edométrico simples consistiu no carregamento de tensões verticais de inundação ( $\sigma_{vi}$ ) pré-determinadas, sendo aplicadas as tensões incrementais ( $\Delta\sigma/\sigma = 1$ ) partindo de 10 kPa. Foram realizados ensaios para as tensões de 10, 40, 80, 160, 320 e 640 kPa.

O tempo necessário para a mudança de estágio de carregamento foi baseado na estabilização do sistema. Tal situação era constatada comparando se a diferença da deformação para dois intervalos de tempos consecutivos fosse inferior a 5% da deformação total do sistema até o tempo anterior, fixando-se um tempo mínimo de 1h. [FERREIRA 1995].

Ao atingir  $\sigma_{vi}$  estipulado era iniciada a inundação do corpo de prova, esta era feita da base ao topo do corpo de prova. O tempo de medição das deformações desta etapa do ensaio obedeceu os tempos padronizados pela norma da ABNT NBR 1207 - Solo- Ensaio de Adensamento unidimensional (1990), que eram de 0; 0,10; 0,25; 0,50, 1; 2; 4; 8; 15; 30; 60; 120; 240; 480 e 1440 minutos. Após esta etapa realizava-se a drenagem da célula e posterior desmontagem. Por fim retiravam-se amostras para a obtenção da umidade final do ensaio.

### 3.6.2 Ensaio Edométrico Duplo

O ensaio edométrico duplo foi realizado em duas condições do corpo de prova: inundado previamente e na umidade natural. As tensões incrementais também possuíam razão entre o acréscimo de tensão e a tensão inicial igual a 1 ( $\Delta\sigma/\sigma = 1$ ), partindo de 10 kPa até atingir a tensão de 640 kPa. Para a condição do corpo de prova inundado, antes do início do carregamento a percolação de água na amostra era realizada da base para o topo, mantendo-o nesta condição por pelo menos 24h. Os tempos de carregamento obedeceram aos mesmos critérios estabelecidos para o edométrico simples.

Para o descarregamento as tensões foram consideradas de 320, 80, 20 e 10 kPa. O processo final de drenagem e retirada de amostra para obtenção da umidade final foi o mesmo do utilizado no edométrico simples.



### 3.7 Ensaio de Cisalhamento Direto

O ensaio de cisalhamento direto também foi realizado com amostras indeformadas extraídas do bloco. Foram testadas amostras para a condição inundada e com a umidade natural de campo.

Para a primeira condição a amostra era inundada por período mínimo de 24 h, observando-se as deformações decorrentes da adição da água. Os corpos de provas foram moldados com dimensões de 0,10 m x 0,10 m, com base porosa para permitir a percolação da água. Logo após a montagem do sistema para as amostras com umidade natural ou logo após a saturação para as amostras inundadas, era realizado o adensamento para as tensões pré-estabelecidas. As tensões verticais aplicadas foram de 50, 100, 150 e 200 kPa para as duas condições. Os tempos para a medição das deformações devido ao adensamento foram de 0; 0,10; 0,25; 0,50, 1; 2; 4; 8; 15; 30; 60; 120; 240; 480 e 1440 minutos.

Com a curva de adensamento traçada calculou-se o  $t_{100}$  e, com base no método de Bowles, [BOWLES 1977] obteve-se a velocidade para a ruptura do corpo de prova. (Figura 3.4). O ensaio realizado foi do tipo CD (Consolidado e Drenado) sendo a velocidade de cisalhamento lenta para não gerar acréscimo de poro-pressão durante a ruptura.



**Figura 3.4** Ensaio de Cisalhamento Direto.

### 3.8 Métodos de Cálculo Utilizados no Cálculo da Capacidade de Carga

Dos esforços solicitados foram considerados para o cálculo da capacidade de carga do solo:

- a) Esforço de Compressão: Vesic (1975);
- b) Esforço de Tração: Tronco de Cone e Grenoble (1968);

# Apresentação e Análise de Resultados

Serão abordados neste capítulo os resultados dos ensaios de caracterização física, química, de compressibilidade e de resistência ao cisalhamento dos solos das três torres, apresentando suas principais características e fatores condicionantes para execução e cálculo da capacidade de carga das fundações.

## 4.1 Geologia Local

As torres estão locadas no distrito do Curado, situado no município de Jaboatão dos Guararapes no Estado de Pernambuco, localizadas a aproximadamente 8° Sul da linha do Equador e pouco mais de 34° Oeste do Meridiano de Greenwich, conforme se pode observar na Tabela 4.1 e Figuras 4.1 e 4.2.

**Tabela 4.1** Coordenadas das Estruturas de Transmissão.

EST. Nº	DESCRIÇÃO	COORDENADAS			
		GEOGRÁFICAS		UTM	
		S	W		
T1A	PC da Estrutura (Autoportante)	08°04,843'	034°58,770'	281863	9106232
T2A	PC da Estrutura (Autoportante)	08°04,741'	034°58,618'	282139	9106440
T3A	PC da Estrutura (Autoportante)	08°04,858'	034°59,018'	281409	9106220

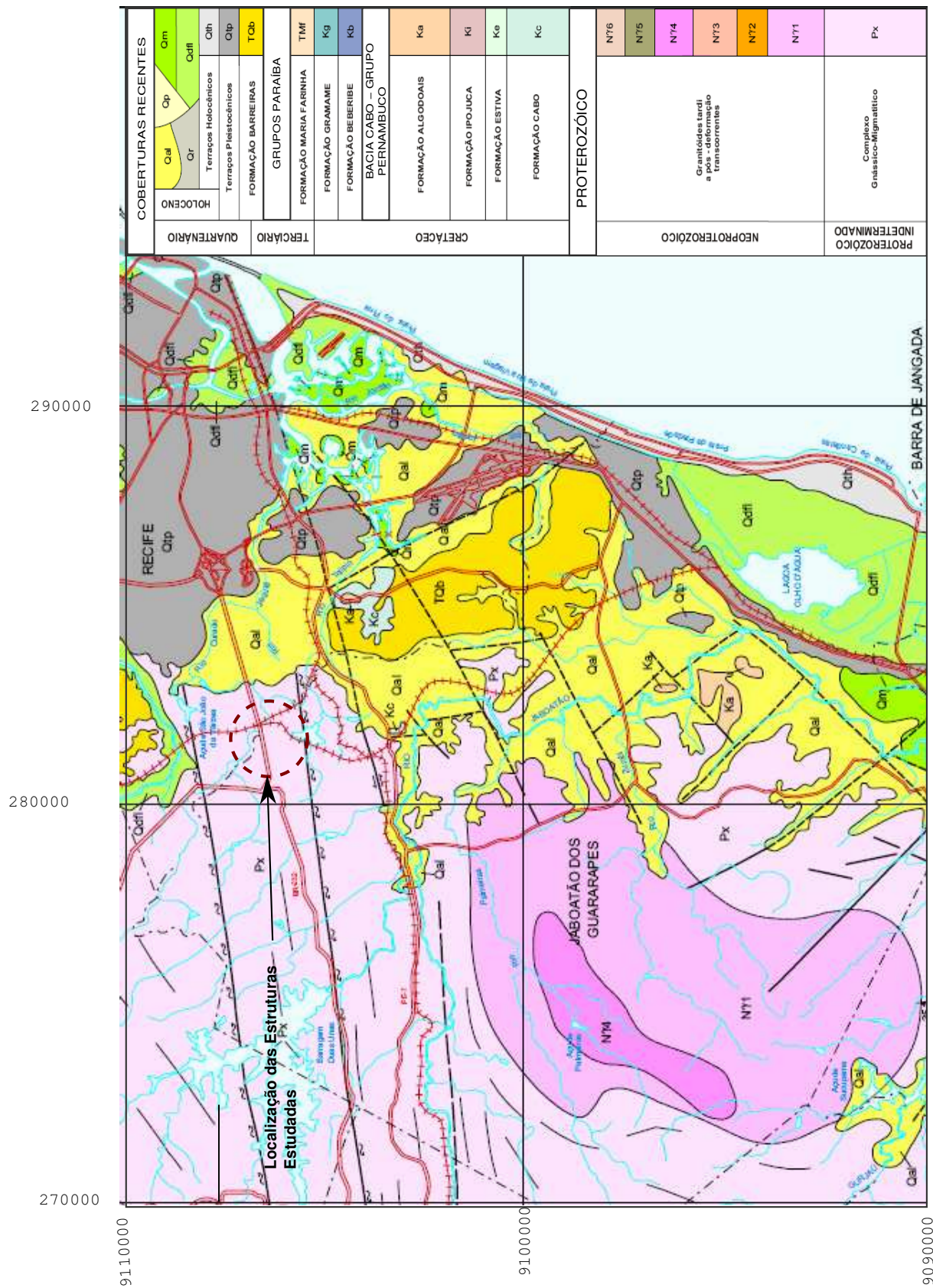
A topografia do local apresenta-se acidentada para as estruturas T1A e T3A (Figuras 4.3 e 4.4), encontrando contrastes entre o solo da fundação destas estruturas com as estruturas pertencentes ao segundo circuito da LT (Figura 4.5). A vegetação da região é composta por mata rala com árvores ou arbustos de até 5m.

A utilização das coordenadas georreferenciadas das estruturas permitiu a identificação da unidade geológica Px, correspondendo a um complexo gnássico-migmatítico formado no pe-



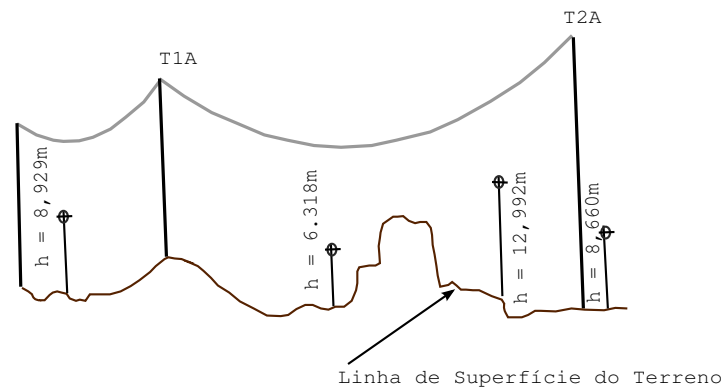
**Figura 4.1** Visão de Satélite - Local das estruturas (Google Earth 2008)



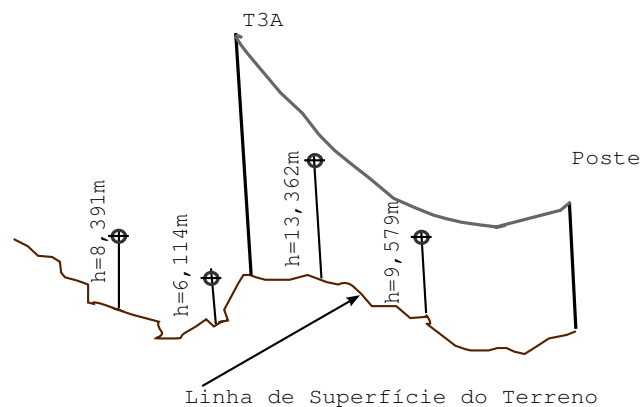


**Figura 4.2** Mapa Geológico - Região Metropolitana do Recife - Fonte: Sistema de Informações para Gestão Territorial da Região Metropolitana do Recife - Projeto SINGRE II (2001)

ríodo Proterozóico Indeterminado, compostos por ortognaisses de composição predominantemente granodiorítica e ortognaisses tonalíticos, migmatizados [SINGRÉ 2001]. Porém as características do solo analisado foram similares às da Formação Barreiras "constituída de sedimentos continentais costeiros de idade Terciária (Mioceno-Plioceno), que formam extensos tabuleiros, freqüentemente cortados por falésias junto à linha de costa "(Monteiro e Porsani - 2001), formada por depósitos arenosos de origem fluvial, podendo ter camadas intercaladas de depósitos arenosos e argilosos gerados por enxurrada. Isto leva à conclusão de que o local onde foram instaladas as estruturas estarem em uma zona de transição entre a Formação Barreiras e o Complexo Gnássico-migmatítico. O confronto com o mapa se dá por conta da precisão da escala com a precisão oferecida pelo GPS, não permitindo a identificação da Formação Barreiras nesta região. Estudos geológicos mais aprofundados permitiriam uma melhor definição das delimitações da transição entre a formação sedimentar e o complexo gnáissico.



**Figura 4.3** Perfil e Planta - Torre T1A e T2A



**Figura 4.4** Perfil e Planta - Torre T3A



**Figura 4.5** Perfil do solo estrutura T1 - a) T1A e b) T1B

## 4.2 Caracterização e Análise Física

Os resultados dos ensaios de caracterização física são mostrados nas Figuras 4.6, 4.7 e 4.8 e Tabelas 4.2, 4.3 e 4.4, referentes aos solos das estruturas T1A, T2A e T3A.

### 4.2.1 Perfis dos Solos

Nos solos das estruturas T1A e T2A, os valores do Nspt (número de golpes para a penetração de 0,30m) crescem com a profundidade, exceto na profundidade de 5,00m na estrutura T2A. No solo abaixo da estrutura T3A, devido a características similares a estrutura T1A, não foi realizada a sondagem, sendo verificada as características dos horizontes do subsolo pelo poço de inspeção. Na cota de fundação da estrutura T1A, o Nspt é de 37 golpes/0,3m e na estrutura T2A é de 8 golpes/0,3m. Após estas cotas os valores do Nspt tendem a manter-se ou atingir valores superiores. Observa-se que o Nspt dá um indicativo que o solo de apoio da estrutura T1A é mais resistente que o solo da T2A. O nível do lençol freático foi identificado a 2,30m para a estrutura que se localizava em área plana (T2A) e 6,50m para a estrutura que se encontrava em uma elevação (T1A) (Figura 4.6 e 4.7).



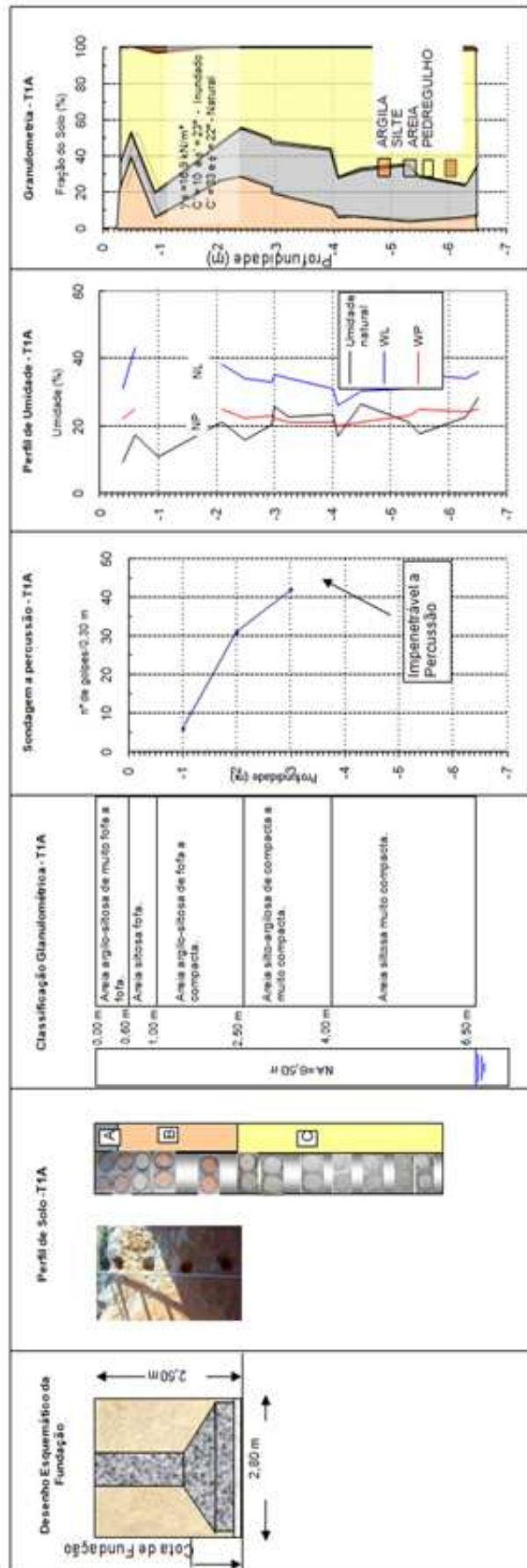


Figura 4.6 Caracterização física de solos da estrutura T1A: a) Esquema da fundação; b) Perfil de Solo; c) Classificação Granulométrica (tátil/visual); d) Sondagem a percussão; e) Perfil de umidade; f) Granulometria (percussão e sedimentação).

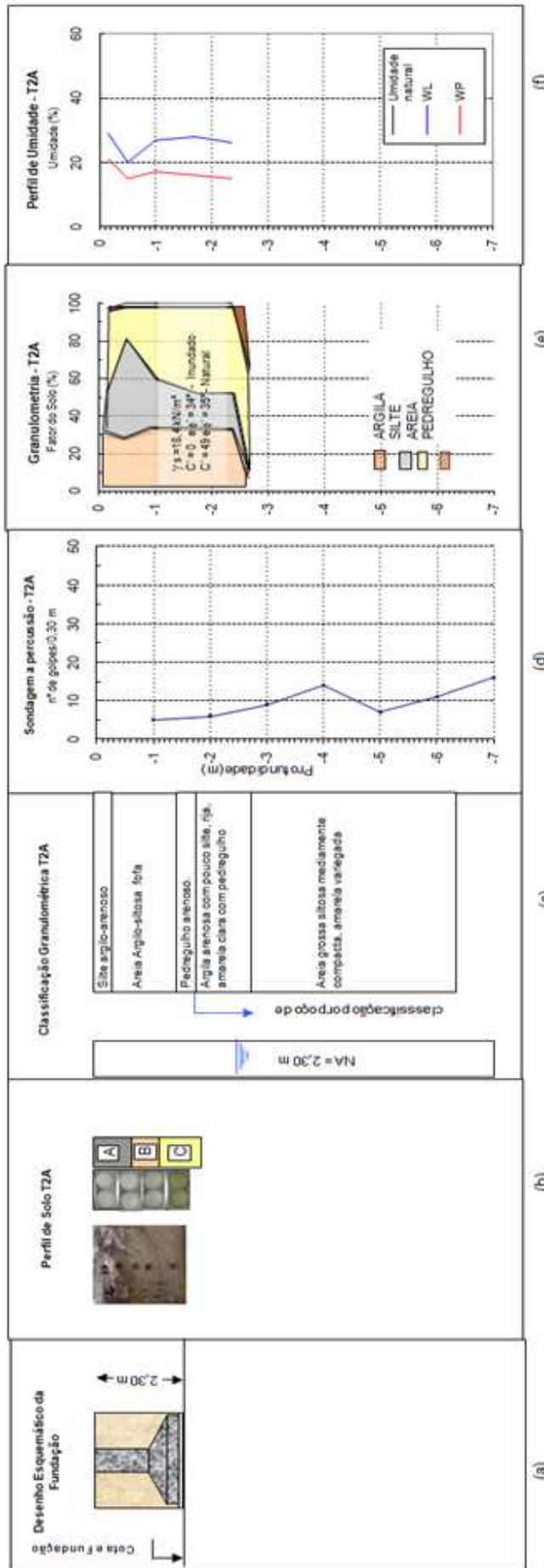


Figura 4.7 Caracterização física de solos da estrutura T2A. a) Esquema da fundação; b) Perfil de Solo; c) Classificação Granulométrica (áctil visual); d) Sondagem a percussão; e) Granulometria (penetramento e sedimentação); f) Perfil de umidade.



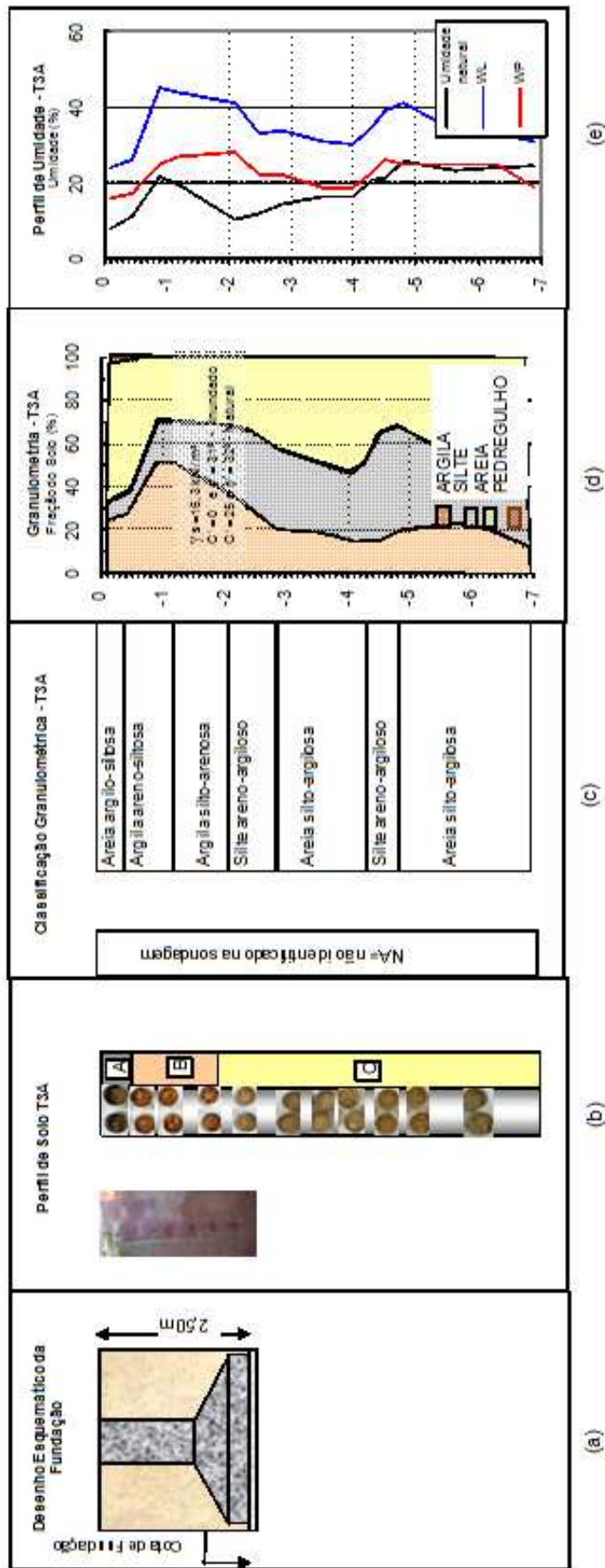


Figura 4.3 Caracterização física de solos de estacas T3A: a) Espessura de fundação; b) Perfil de Solo; c) Classificação Granulométrica (síntese); d) Granulometria (percentagem e sedimentação); e) Perfil de umidade.

**Tabela 4.2** Ensaio de Caracterização Física - Estrutura T1A

Profund (m)	Umidade Natural (%)	% de solo								Silte/Argila	Peso específico Real dos grãos (kN/m <sup>3</sup> )
		Pedr.	Areia Grossa	Areia Média	Areia Fina	Areia Total	Silte	Argila	%<2m		
0,00 a 0,40	9,02	1	1	7	55	63	14	22	17	0,64	26,3
0,40 a 0,60	17,05	0	0	4	43	47	12	41	38	0,29	26,9
0,60 a 1,00	10,66	3	6	12	59	77	13	7	7	1,86	26,4
1,00 a 2,10	20,96	0	0	3	47	50	23	27	19	0,85	26,4
2,10 a 2,50	15,77	0	0	3	41	44	27	29	23	0,93	26,6
2,50 a 2,95	20,36	0	0	3	47	50	27	23	12	1,17	26,3
2,95 a 3,00	25,47	0	0	1	51	52	28	20	10	1,4	26,3
3,00 a 3,25	22,70	0	0	4	49	53	30	17	10	1,76	26,4
3,25 a 4,00	23,39	0	0	6	50	56	32	12	6	2,67	26,5
4,00 a 4,10	16,83	0	1	9	62	72	21	8	3	2,69	26,4
4,10 a 4,50	26,26	0	2	10	55	67	26	7	3	3,71	26,5
4,50 a 5,30	20,95	1	1	9	53	63	31	5	3	6,2	26,5
5,30 a 5,50	17,75	3	7	15	46	68	24	5	3	4,8	26,6
5,50 a 6,30	22,57	2	7	19	48	74	18	6	3	3	26,5
6,30 a 6,50	28,14	2	4	13	46	63	27	8	4	3,38	26,5

**Tabela 4.3** Ensaio de Caracterização Física - Estrutura T2A

Profund. (m)	% de solo								Silte/Argila	Peso específico Real dos grãos (kN/m <sup>3</sup> )
	Pedr.	Areia Grossa	Areia Média	Areia Fina	Areia Total	Silte	Argila	%<2m		
0,00 a 0,15	3	1	2	42	45	23	29	19	0,79	25,3
0,15 a 0,50	0	0	0	18	18	55	27	24	2,04	26
0,50 a 1,00	0	0	1	39	40	28	32	29	0,88	26,3
1,00 a 1,70	0	0	4	44	48	20	32	30	0,63	26,5
1,70 a 2,35	0	0	5	43	48	20	32	30	0,63	26,5
2,35 a 2,65	37	12	20	22	54	2	7	5	0,29	26,6

## 4.2.2 Granulometria e Plasticidade

### 4.2.2.1 Granulometria

A composição granulométrica, a relação silte/argila e o peso específico real dos grãos são apresentados nas Tabelas 4.2, 4.3 e 4.4, para os solos que estão localizados na região das três estruturas.

A composição do solo abaixo da estrutura T1A é constituída de 0 a 3% de pedregulho, de 44 a 74% de areia, de 12 a 31% de silte e de 5 a 41% de argila. Para a estrutura T2A até a profundidade de 2,35 m é composta de 0 a 3% de pedregulho, 18 a 54% de areia, 20 a 55% de silte e 27 a 32% de argila. A partir desta profundidade a textura do solo torna-se mais grossa, possuindo cerca de 37% de pedregulho, 12% de areia grossa, 20% de areia média, 22% de areia fina, 2% de silte e 7% de argila. No caso da estrutura T3A a sua composição é similar ao da

**Tabela 4.4** Ensaio de Caracterização Física - Estrutura T3A

Profund (m)	Umidade Natural (%)	% de solo								Silte/Argila	Peso específico Real dos grãos (kN/m <sup>3</sup> )
		Pedr.	Areia Grossa	Areia Média	Areia Fina	Areia Total	Silte	Argila	%<2m		
0,00 a 0,10	7,76	3	1	7	57	65	9	23	18	0,39	26,2
0,10 a 0,45	10,92	2	1	5	55	61	9	28	24	0,32	26,1
0,45 a 0,90	21,57	0	0	2	29	31	18	51	43	0,35	26,3
0,90 a 1,20	19,56	0	0	1	29	30	20	50	37	0,4	26,5
1,20 a 2,10	10,38	0	0	1	31	32	32	36	24	0,89	26,5
2,10 a 2,50	12,01	0	0	2	34	36	37	27	14	1,37	26,3
2,50 a 2,85	14,2	0	0	4	38	42	38	20	16	1,9	26,5
2,85 a 3,50	16,27	0	0	5	44	49	32	19	10	1,68	26,4
3,50 a 4,00	16,38	0	0	5	50	55	30	15	7	2	26,4
4,00 a 4,30	20,87	0	0	4	43	47	38	15	7	2,53	26,5
4,30 a 4,50	21,07	0	0	2	34	36	49	15	10	3,27	26,7
4,50 a 4,80	25,53	0	0	2	30	32	49	19	12	2,58	26,6
4,80 a 5,60	23,22	0	0	4	41	45	33	22	11	1,5	26,6
5,60 a 6,30	23,9	0	0	3	42	45	35	20	10	1,75	26,2
6,30 a 6,90	24,41	0	0	5	51	56	32	12	7	2,67	26,3

estrutura T1A, possuindo 0 a 3% de pedregulho, de 30 a 65% de areia, de 12 a 49% de silte e de 12 a 51% de argila .

Nos solos na região da estrutura T1A, as frações areia e silte crescem com a profundidade e a fração argila decresce. A relação silte/argila cresce com a profundidade, atingindo valores máximos entre 4,50 m e 5,30 m, havendo a partir daí um decréscimo. Comportamento similar foi observado nos solos na região da estrutura T3A, apenas a relação silte/argila máxima ocorre entre as profundidades de 4,30m e 4,50m. A fração areia tende a decrescer com a profundidade. Nos solos abaixo da estrutura T2A as frações areia, silte e argila são praticamente constante com a profundidade.

O peso específico dos grãos assumiu um valor médio para as três estruturas de  $26,4 \text{ kN/m}^3$ , o que caracteriza a presença de grão de quartzo (areia).

Logo, conclui-se que o solo estudado é predominantemente arenoso, possuindo frações de argila em sua composição, com textura bastante fina, salvo para a estrutura T2A onde a um pouco mais de 2 m de profundidade começou a apresentar uma granulometria mais pedregulhosa, fato este que impediu o prosseguimento da sondagem a trado.

**Tabela 4.5** Ensaio de Caracterização Física - Limites de Atterberg e Atividade das Argilas - Estrutura T1A

Profund (m)	Umidade Natural (%)	Limites de Consistência		Índice de Plasticidade de IP%	Índice de Atividade		
		WL %	WP %		IA%	Skempton	Van Der Merwe
0,00 a 0,40	9,02	31	22	9	0,53	Inativa	Atividade Baixa
0,40 a 0,60	17,05	43	25	18	0,47	Inativa	Atividade Baixa
0,60 a 1,00	10,66	NL	NP	-	-	-	-
1,00 a 2,10	20,96	38	25	13	0,68	Inativa	Atividade Média
2,10 a 2,50	15,77	34	22	12	0,52	Inativa	Atividade Média
2,50 a 2,95	20,36	33	23	10	0,83	Normais	Atividade Baixa
2,95 a 3,00	25,47	35	22	13	1,3	Ativas	Atividade Baixa
3,00 a 3,25	22,7	34	21	13	1,3	Ativas	Atividade Baixa
3,25 a 4,00	23,39	31	21	10	1,67	Ativas	Atividade Baixa
4,00 a 4,10	16,83	26	20	6	2	Ativas	Atividade Baixa
4,10 a 4,50	26,26	30	21	9	3	Ativas	Atividade Baixa
4,50 a 5,30	20,95	31	23	8	2,67	Ativas	Atividade Baixa
5,30 a 5,50	17,75	35	25	10	3,33	Ativas	Atividade Baixa
5,50 a 6,30	22,57	34	24	10	3,33	Ativas	Atividade Baixa
6,30 a 6,50	28,14	36	25	11	2,75	Ativas	Atividade Baixa

#### 4.2.2.2 Limites de Atterberg e atividade da fração argila

Os valores dos Limites de Consistência, Índice de Plasticidade, Índice de Atividade [SKEMPTON 1953] e [VAN..DER..MERWE 1964] são apresentados nas Tabelas 4.5, 4.6 e 4.7 e na Figura 4.9. Os solos são predominantemente de plasticidade média ( $7 < IP < 15$ ), exceto na profundidade 4,0 - 4,10m da T1A e 0,15 - 0,50m da T2A que são de baixa plasticidade ( $IP < 7$ ) e nas profundidades 0,40 - 0,60m da T1A, 0,45 - 1,20m e 4,50 - 4,80 da T3A.

Com base nas Figuras 4.6f, 4.7f e 4.8e, pode-se verificar que na data da coleta das amostras (março de 2006) a amostra-se encontrava-se predominantemente no estado semi-sólido, ou seja, sua umidade assumia valores inferiores ou pouco superiores ao limite de plasticidade. Para a estrutura T1A e T2A obteve-se a característica de não líquido e não plástico para as profundidades de 0,60 a 1,00m e 2,35 a 2,65 m respectivamente.

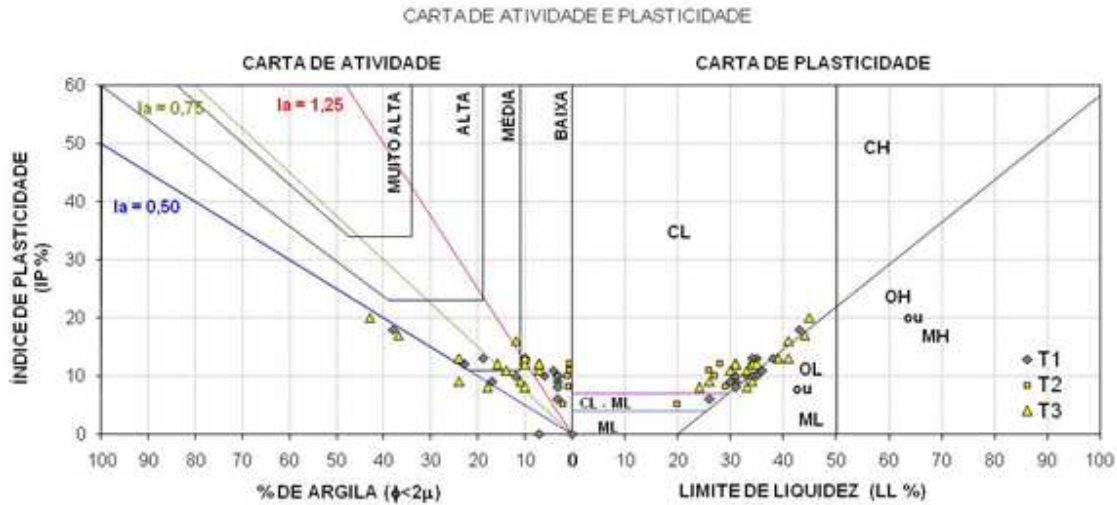
Segundo o critério de Skempton [SKEMPTON 1953], os solos do local onde estão apoiadas as estruturas T1A e T3A passam de inativos para normais e ativos com o acréscimo da

**Tabela 4.6** Ensaio de Caracterização Física - Limites de Atterberg e Atividade das Argilas - Estrutura T2A

Profund (m)	Limites de Consistência		Índice de Plasticidade	Índice de Atividade		
	WL %	WP %		IP%	IA%	Skempton
0,00 a 0,15	29	21	8	0,42	Inativa	Atividade Baixa
0,15 a 0,50	20	15	5	0,21	Inativa	Atividade Baixa
0,50 a 1,00	27	17	10	0,34	Inativa	Atividade Baixa
1,00 a 1,70	28	16	12	0,4	Inativa	Atividade Baixa
1,70 a 2,35	26	15	11	0,37	Inativa	Atividade Baixa
2,35 a 2,65	NL	NP	-	-	Inativa	-

**Tabela 4.7** Ensaio de Caracterização Física - Limites de Atterberg e Atividade das Argilas - Estrutura T3A

Profund (m)	Umidade Natural (%)	Limites de Consistência		Índice de Plasticidade	Índice de Atividade		
		WL %	WP %		IP%	IA%	Skempton
0,00 a 0,10	7,76	24	16	8	0,44	Inativa	Atividade Baixa
0,10 a 0,45	10,92	26	17	9	0,38	Inativa	Atividade Baixa
0,45 a 0,90	21,57	45	25	20	0,47	Inativa	Atividade Baixa
0,90 a 1,20	19,56	44	27	17	0,46	Inativa	Atividade Baixa
1,20 a 2,10	10,38	41	28	13	0,54	Inativa	Atividade Média
2,10 a 2,50	12,01	33	22	11	0,79	Normais	Atividade Média
2,50 a 2,85	14,2	34	22	12	0,75	Ativas	Atividade Média
2,85 a 3,50	16,27	31	19	12	1,2	Normais	Atividade Baixa
3,50 a 4,00	16,38	30	19	11	1,57	Ativas	Atividade Baixa
4,00 a 4,30	20,87	35	23	12	1,71	Ativas	Atividade Baixa
4,30 a 4,50	21,07	39	26	13	1,3	Ativas	Atividade Baixa
4,50 a 4,80	25,53	41	25	16	1,33	Ativas	Atividade Média
4,80 a 5,60	23,22	34	25	9	0,82	Normais	Atividade Baixa
5,60 a 6,30	23,9	33	25	8	0,8	Normais	Atividade Baixa
6,30 a 6,90	24,41	31	19	12	1,71	Ativas	Atividade Média



**Figura 4.9** Carta de Atividade de Van Der Merwe modificada e Plasticidade de Casa Grande

profundidade, nos solos da T2A caracterizam-se como inativos. Na carta de Van Der Merwe variam de atividade baixa, em sua grande maioria, a média.

#### 4.2.2.3 Classificação de Solos

Os solos coletados foram classificados quanto aos critérios do SUCS (Sistema Único de Classificação de solos, como pelo TRB (Transportation Research Board) (Tabela 4.8).

O solo estudado apresentou-se predominantemente como sendo um CL (Classificação SUCS), ou seja, uma argila magra, de baixa plasticidade, com presença de areia e silte, tendo camadas intercaladas de ML (material silteoso, areia fina, silte-arenoso ou silte-argiloso com baixa plasticidade) e de SM (areia silteosa). Pela classificação do TRB pode-se constatar que para as estruturas T1A o solo foi classificado como um A-4 (solos silteosos não plásticos ou moderadamente plásticos), já para os solos das estruturas T2A e T3A a classificação preponderante foi do solo A-6 (solo argiloso plásticos), exceto para a profundidade de 2,30m da estrutura T2A onde o solo foi classificado como A-1-b (areia grossa com ou sem aglutinante bem graduados). Pode-se observar estes resultados também na Figura 4.9.

T1A			T2A			T3A					
Profund (m)	% que passa na # n° 200 - com defloculante	Classificação SUCS	Classificação TRB	Profund (m)	% que passa na # n° 200 - com defloculante	Classificação SUCS	Classificação TRB	Profund (m)	% que passa na # n° 200 - com defloculante	Classificação SUCS	Classificação TRB
0,00 a 0,40	55,42	CL	A-4	0,00 a 0,15	61,06	CL	A6	0,00 a 0,10	53,92	CL	A6
0,40 a 0,60	65,66	CL	A-5	0,15 a 0,50	54,5	CL	A6	0,10 a 0,45	50,02	CL	A6
0,60 a 1,00	52,11	ML	A-4	0,50 a 1,00	81,77	CL	A6	0,45 a 0,90	72,53	CL	A6
1,00 a 2,10	73,8	CL/ML	A-4	1,00 a 1,70	67,16	CL	A6	0,90 a 1,20	77,94	ML	A4
2,10 a 2,50	73,55	CL	A-4	1,70 a 2,35	67,16	CL	A6	1,20 a 2,10	76,22	ML	A4
2,50 a 2,95	70,5	CL	A-4	2,35 a 2,65	12,94	SM	A1b	2,10 a 2,50	71,46	CL	A6
2,95 a 3,00	77,18	CL	A-4					2,50 a 2,85	66,02	CL	A6
3,00 a 3,25	74,82	CL	A-4					2,85 a 3,50	67,65	CL	A6
3,25 a 4,00	62,23	CL	A-4					3,50 a 4,00	60,12	CL	A6
4,00 a 4,10	67,61	CL/ML	A-4					4,00 a 4,30	71,24	CL	A6
4,10 a 4,50	48,44	SM	A-4					4,30 a 4,50	77,45	ML	A4
4,50 a 5,30	63,53	CL/ML	A-4					4,50 a 4,80	72,43	CL	A6
5,30 a 5,50	48,28	SM	A-4					4,80 a 5,60	64,37	ML	A4
5,50 a 6,30	43,24	SM/SC	A-4					5,60 a 6,30	62,39	ML	A4
6,30 a 6,50	59,73	ML	A-4					6,30 a 6,90	64,34	CL	A6

Tabela 4.8 Classificação dos Solos - SUCS x TRB .



### 4.2.3 Caracterização Química

Os resultados da análise química dos solos das diversas profundidades estudadas são apresentados nas Tabelas 4.9, 4.10, 4.11 e 4.12.

Há uma predominância dos cátions  $Ca^{++}$  e  $Mg^{++}$  sobre  $Na^+$  e  $K^+$  em todas profundidades investigadas. O  $H^+$  prepondera sobre o  $Al^{+++}$ , e estes sobre os demais cátions (exceto nas profundidades de 0 a 0,45 m no local da estrutura T3A). Estas características conferem aos solos acidez. O pH de um solo não constitui um valor constante e característico como em soluções aquosas. Os solos analisados são ácidos ( $pH < 7$ ), Tabela 4.9. O pH ácido corresponde à presença predominante do mineral caulinita na composição dos solos, [FERREIRA 1985]. Os valores do pH em Cloreto de Potássio ( $pHKCl$ ) são inferiores aos valores do pH em água ( $pHH_2O$ ) indicando que a variação do pH ( $\Delta pH = pHKCl - pHH_2O$ ) é negativa e a presença de argilas silicatadas, [CARVALHO 2004].

A Capacidade de Troca Catiônica é inferior a  $27\text{cmolckg}^{-1}$ , indicando que o solo tem atividade baixa (Tb) como mostrado nas Tabelas 4.9, 4.10, 4.11. Exceto nas profundidades de 0,00 a 0,15 m no local da estrutura T2A e de 4,30 a 5,60 m na estrutura T3A os solos são de atividade alta (Ta). A atividade baixa é uma característica típica também do mineral argílico Caulinita.

A Saturação por base média, expressa em porcentagem (valor V), é predominante inferior a 50% indicando um solo distrófico, exceto nas profundidades de 4,10 a 6,50 m nos solos abaixo das estrutura T1A e a 0,10 a 0,45 m e 2,50 a 3,50 m no local da estrutura T3A que é eutrófico. A Condutividade Elétrica do extrato de saturação apresenta valores superiores a 15 mS/cm, alta (superior a 4 mS/cm), conferindo ao solo um caráter Sáfico.



**Tabela 4.9** Resultado dos Ensaio Químicos - Cátions Trocáveis - T1A

Profund (m)	Cátions Trocáveis Cmolc/ kg de solo					Soma das Bases	Capacidade de Troca Catiônica	Grau de Saturação por Bases	Retenção por Cátions	Saturação por Alumínio		
	Na <sup>+</sup>	K <sup>+</sup>	Mg <sup>++</sup> + Ca <sup>++</sup>	H <sup>+</sup>	Al <sup>+++</sup>							
						S	T	V	RC	100 x Al.../(S+Al...)		
					Meq					%	%	
0,00 a 0,40	0,001	0,13	6,65	19,99	0,01	6,78	26,77	25,33	0,31	0,15		
0,40 a 0,60	0,001	0,02	5,3	12,78	0,02	5,32	18,1	29,4	0,13	0,37		
0,60 a 1,00	0,001	0,02	4,73	6,79	0,01	4,75	11,54	41,17	0,68	0,21		
1,00 a 2,10	0,001	0,11	5,35	5,39	0,01	5,46	10,85	50,33	0,2	0,18		
2,10 a 2,50	0,001	0,03	5,75	5,19	0,01	5,78	10,97	52,69	0,2	0,17		
2,50 a 2,95	0,001	0,11	5,2	23,18	0,02	5,31	28,49	18,64	0,23	0,38		
2,95 a 3,00	0,001	0,11	6,65	19,17	0,03	6,76	25,93	26,07	0,34	0,44		
3,00 a 3,25	0,001	0,11	6	24,57	0,03	6,11	30,68	19,92	0,36	0,49		
3,25 a 4,00	0,001	0,11	6,65	7,78	0,02	6,76	14,54	46,5	0,57	0,29		
4,00 a 4,10	0,001	0,08	5,75	6,59	0,01	5,83	12,42	46,94	0,76	0,17		
4,10 a 4,50	0,001	0,11	6,3	0,99	0,01	6,41	7,4	86,62	0,92	0,16		
4,50 a 5,30	0,05	0,18	7,4	1,19	0,01	7,63	8,82	86,51	1,53	0,13		
5,30 a 5,50	0,27	0,23	14,6	1,76	0,04	15,1	16,86	89,56	3,03	0,26		
5,50 a 6,30	0,09	0,14	8,82	0,39	0,01	9,05	9,44	95,87	1,51	0,11		
6,30 a 6,50	0,23	0,14	12,02	0,93	0,01	12,39	13,32	93,02	1,55	0,08		

**Tabela 4.10** Resultado dos Ensaio Químicos - Cátions Trocáveis - T2A

Profund (m)	Cátions Trocáveis Cmolc/ kg de solo					Soma das Bases	Capacidade de Troca Catiônica	Grau de Saturação por Bases	Retenção por Cátions	Saturação por Alumínio
	Na <sup>+</sup>	K <sup>+</sup>	Mg <sup>++</sup> + Ca <sup>++</sup>	H <sup>+</sup>	Al <sup>+++</sup>					
						S	T	V	RC	100 x Al.../(S+Al...)
0,00 a 0,15	0,09	0,11	6,9	25,49	0,01	7,1	32,59	21,79	0,25	0,141
0,15 a 0,50	0,001	0,05	5,9	6,99	0,01	5,95	12,94	45,99	0,22	0,168
0,50 a 1,00	0,001	0,01	6,59	20,49	0,01	6,6	27,09	24,37	0,21	0,151
1,00 a 1,70	0,001	0,04	4,1	6,18	0,02	4,14	10,32	40,12	0,13	0,481
1,70 a 2,35	0,001	0,03	4,35	8,08	0,02	4,38	12,46	35,16	0,14	0,454
2,35 a 2,65	0,001	0,02	5,2	15,39	0,01	5,22	20,61	25,33	0,75	0,191

#### 4.2.4 Análise da Dispersividade

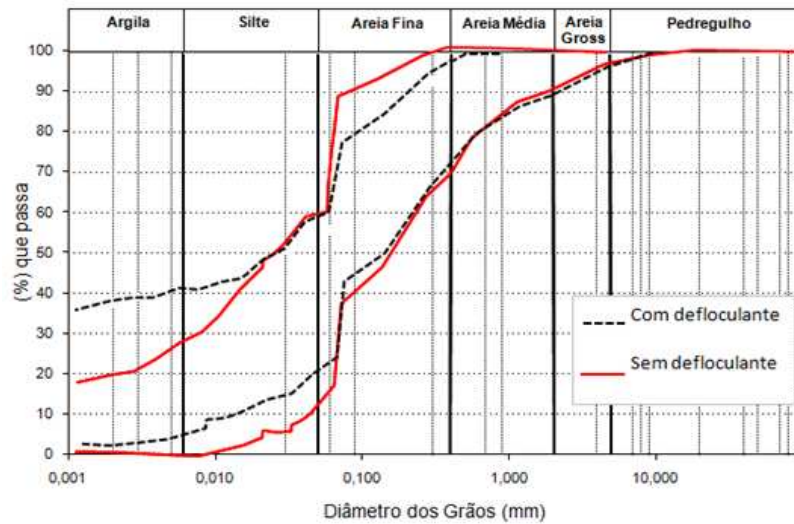
A dispersividade dos solos foi verificada por meio de três ensaios: ensaio comparativo de granulometria, ensaios químicos (sais extraíveis) e Crumb-Test.

##### 4.2.4.1 Ensaio Comparativo de Granulometria

Os resultados comparativos de granulometria para os solos das três estruturas com e sem defloculante podem ser visualizados nas Figuras 4.10, 4.11 e 4.12 e na Tabela 4.13.

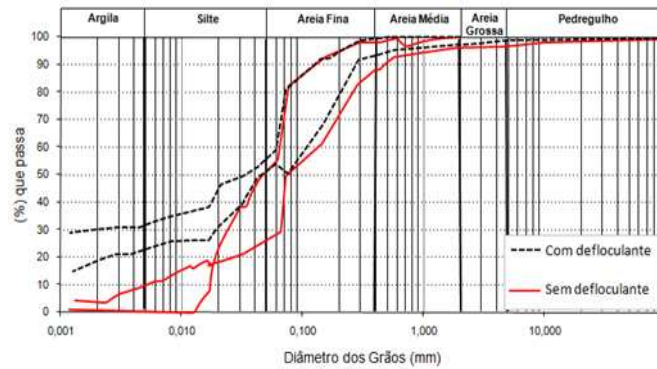
**Tabela 4.11** Resultado dos Ensaios Químicos - Cátions Trocáveis - T3A

Profund (m)	Cátions Trocáveis Cmolc/ kg de solo					Soma das Bases	Capacidade de Troca Catiônica	Grau de Saturação por Bases	Retenção por Cátions	Saturação por Alumínio
	Na <sup>+</sup>	K <sup>+</sup>	Mg <sup>++</sup> + Ca <sup>++</sup>	H <sup>+</sup>	Al <sup>+++</sup>					
	S	T	V	RC	$100 \times Al^{+++}/(S+Al^{+++})$					
0,00 a 0,10	0,36	0,17	8,54	0,56	8,54	9,07	9,63	94,18	0,77	48,4952
0,10 a 0,45	0,41	0,19	8,28	1,32	8,28	8,88	10,2	87,06	0,61	48,252
0,45 a 0,90	0,18	0,03	4,7	9,5	4,7	4,91	14,41	34,07	0,19	48,907
0,90 a 1,20	0,07	0,03	5,1	10,3	5,1	5,2	15,5	33,55	0,21	49,515
1,20 a 2,10	0,16	0,05	7,3	7,1	7,3	7,51	14,61	51,4	0,41	49,291
2,10 a 2,50	0,18	0,05	4,25	8,55	4,25	4,48	13,03	34,38	0,32	48,683
2,50 a 2,85	0,01	0,05	4,7	1,9	4,7	4,76	6,66	71,47	0,47	49,683
2,85 a 3,50	0,001	0,04	4,35	2,31	4,35	4,39	6,7	65,53	0,46	49,766
3,50 a 4,00	0,01	0,06	4,25	-1,65	4,25	4,32	2,67	161,8	0,57	49,592
4,00 a 4,30	0,05	0,13	4,3	7,1	4,3	4,48	11,58	38,69	0,59	48,975
4,30 a 4,50	0,14	0,08	4,3	22,7	4,3	4,52	27,22	16,61	0,59	48,753
4,50 a 4,80	0,09	0,12	5,35	26,45	5,35	5,56	32,01	17,37	0,57	49,038
4,80 a 5,60	0,07	0,15	4	27,2	4	4,22	31,42	13,43	0,37	48,662
5,60 a 6,30	0,01	0,19	4,15	20,65	4,15	4,35	25	17,4	0,43	48,824
6,30 a 6,90	0,01	0,17	5,8	7	5,8	5,98	12,98	46,07	0,98	49,236

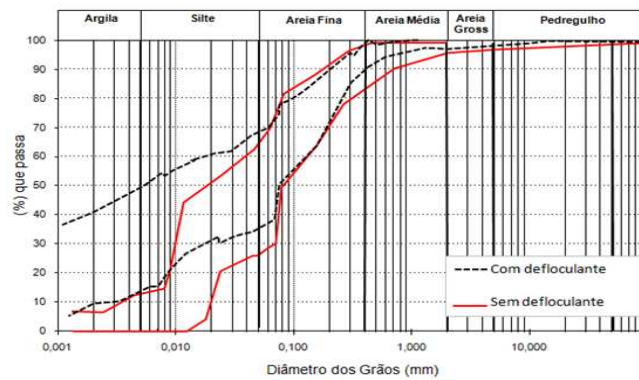
**Figura 4.10** Curva Granulométrica Estrutura T1A - com defloculante e sem defloculante.

Profund (m)	T1A						T2A						T3A					
	Análise dos resultados			Profund (m)	pH			Análise de Resultados			Profund (m)	pH			Análise dos resultados			
	H2O	KCL IN	CaCl2 0,01 M		H2O	KCL 1N	CaCl2 0,01 M	H2O	KCL 1N	CaCl2 0,01 M		H2O	KCL IN	CaCl2 0,01 M	H2O	KCL IN	CaCl2 0,01 M	
0,00 a 0,40	4,32	3,27	3,43	0,00 a 0,15	5,03	4,28	4,48	Ácido	Ácido	Ácido	0,00 a 0,10	6,47	5,02	5,48	Ácido	Ácido		
0,40 a 0,60	4,24	3,07	3,15	0,15 a 0,50	4,78	4,72	3,98	Ácido	Ácido	Ácido	0,10 a 0,45	4,86	4,83	6,35	Ácido	Ácido		
0,60 a 1,00	4,78	3,79	4,19	0,50 a 1,00	4,64	3,69	3,78	Ácido	Ácido	Ácido	0,45 a 0,90	4,47	3,32	3,46	Ácido	Ácido		
1,00 a 2,10	4,57	2,8	3,35	1,00 a 1,70	4,26	3,3	3,32	Ácido	Ácido	Ácido	0,90 a 1,20	4,28	3,32	3,47	Ácido	Ácido		
2,10 a 2,50	4,62	3,02	2,56	1,70 a 2,35	4,3	3,28	3,35	Ácido	Ácido	Ácido	1,20 a 2,10	4,38	3,35	3,43	Ácido	Ácido		
2,50 a 2,95	3,98	2,81	3,09	2,35 a 2,65	4,55	3,75	3,78	Ácido	Ácido	Ácido	2,10 a 2,50	4,79	3,3	3,41	Ácido	Ácido		
2,95 a 3,00	4,12	2,41	2,99								2,50 a 2,85	4,55	3	3,24	Ácido	Ácido		
3,00 a 3,25	4,24	2,35	2,89								2,85 a 3,50	4	3,06	3,12	Ácido	Ácido		
3,25 a 4,00	4,89	2,4	3,23								3,50 a 4,00	4,61	3,04	3,45	Ácido	Ácido		
4,00 a 4,10	4,15	2,55	3,36								4,00 a 4,30	4,61	2,68	3,26	Ácido	Ácido		
4,10 a 4,50	5,2	2,7	3,73								4,30 a 4,50	4,15	2,35	2,96	Ácido	Ácido		
4,50 a 5,30	5,26	2,34	3,73								4,50 a 4,80	4,22	2,38	3,05	Ácido	Ácido		
5,30 a 5,50	5,35	1,79	3,59								4,80 a 5,60	4,41	2,49	3,15	Ácido	Ácido		
5,50 a 6,30	5,07	2,51	3,83								5,60 a 6,30	4,62	2,37	3,16	Ácido	Ácido		
6,30 a 6,50	5,16	2,47	4,07								6,30 a 6,90	5,18	2,58	3,37	Ácido	Ácido		

Tabela 4.12 pH do solo



**Figura 4.11** Curva Granulométrica Estrutura T2A - com defloculante e sem defloculante.



**Figura 4.12** Curva Granulométrica Estrutura T3A - com defloculante e sem defloculante.

Pode-se perceber uma redução dos finos no solo, o que indica uma estrutura floculada das partículas de argila no solo, o que confere ao solo uma maior permeabilidade. Analisando neste ensaio o grau de dispersividade da argila encontra-se variando entre moderadamente dispersivo a não dispersivo, preponderando as características de solo não dispersivo. Cabe destacar que o solo apresenta-se como de alta dispersividade nas primeiras profundidades da estrutura T3A, podendo ser um fator que acarrete erosões futuras.

#### 4.2.4.2 Resultado dos Ensaio Químicos do Teor de sais no Extrato de Saturação

Com base no teor total de sais dissolvidos e a % de Na (sódio) contido na amostra de solo (Tabelas 4.14, 4.15 e 4.16), e utilizando o critério proposto por [SHERARD 1992] na Figura 4.13, nota-se que os solos onde estão situadas as estruturas T1A e T3A apresentaram características

T1A				T2A				T3A						
Profund (m)	% 0,005 com defloculante	% 0,005 sem defloculante	% de dispersão	Verificação do potencial de dispersão do solo	Profund (m)	% 0,005 com defloculante	% 0,005 sem defloculante	% de dispersão	Verificação do potencial de dispersão do solo	Profund (m)	% 0,005 com defloculante	% 0,005 sem defloculante	% de dispersão	Verificação do potencial de dispersão do solo
0,00 a 0,40	29	0	0	Não dispersivo	0,00 a 0,15	29	10	34,48	solo moderadamente dispersivo	0,00 a 0,10	23	10	43	solo moderadamente dispersivo
0,40 a 0,60	41	1,66	4	Não dispersivo	0,15 a 0,50	27	10	37,04	solo moderadamente dispersivo	0,10 a 0,45	28	14	50	solo altamente dispersivo
0,60 a 1,00	7	2	29	solo moderadamente dispersivo	0,50 a 1,00	32	0	0	Não dispersivo	0,45 a 0,90	51	0	0	Não dispersivo
1,00 a 2,10	27	3	11	Não dispersivo	1,00 a 1,70	32	0	0	Não dispersivo	0,90 a 1,20	50	0	0	Não dispersivo
2,10 a 2,50	29	0	0	Não dispersivo	1,70 a 2,35	32	0	0	Não dispersivo	1,20 a 2,10	36	0	0	Não dispersivo
2,50 a 2,95	23	0	0	Não dispersivo	2,35 a 2,65	7	0	0	Não dispersivo	2,10 a 2,50	27	0	0	Não dispersivo
2,95 a 3,00	20	1,77	9	Não dispersivo						2,50 a 2,85	20	0	0	Não dispersivo
3,00 a 3,25	17	8	47	solo moderadamente dispersivo						2,85 a 3,50	19	0	0	Não dispersivo
3,25 a 4,00	12	5	42	solo moderadamente dispersivo						3,50 a 4,00	15	3	20	Não dispersivo
4,00 a 4,10	7	2	29	solo moderadamente dispersivo						4,00 a 4,30	15	0	0	Não dispersivo
4,10 a 4,50	7	0	0	Não dispersivo						4,30 a 4,50	15	0	0	Não dispersivo
4,50 a 5,30	5	0	0	Não dispersivo						4,50 a 4,80	19	0	0	Não dispersivo
5,30 a 5,50	6	0	0	Não dispersivo						4,80 a 5,60	22	0	0	Não dispersivo
5,50 a 6,30	6	0	0	Não dispersivo						5,60 a 6,30	20	0	0	Não dispersivo
6,30 a 6,50	8	2	25	solo moderadamente dispersivo						6,30 a 6,90	12	3	25	solo moderadamente dispersivo

Tabela 4.13 Verificação da dispersividade do solo

**Tabela 4.14** Resultado dos Ensaio Químicos - T1A - No extrato de saturação

Profund (m)	Sais no extrato de saturação meq/L de ext.				Soma dos Sais	Classificação
	Na <sup>+</sup>	K <sup>+</sup>	Ca <sup>+</sup>	Mg <sup>+</sup>	S	
0,00 a 0,40	0,4	0,23	0,5	0,5	1,63	argila normalmente não dispersiva
0,40 a 0,60	0,59	0,11	0,2	0,05	0,95	argila altamente dispersiva
0,60 a 1,00	0,14	0,03	0,1	0,05	0,32	zona de transição
1,00 a 2,10	0,57	0,1	0,15	0,05	0,87	argila altamente dispersiva
2,10 a 2,50	0,28	0,04	0,15	0,05	0,52	argila altamente dispersiva
2,50 a 2,95	0,85	0,09	0,3	0,2	1,44	argila altamente dispersiva
2,95 a 3,00	0,42	0,06	0,3	0,1	0,88	argila altamente dispersiva
3,00 a 3,25	0,45	0,08	0,15	0,05	0,73	argila altamente dispersiva
3,25 a 4,00	0,37	0,03	0,2	0,05	0,65	argila altamente dispersiva
4,00 a 4,10	0,2	0,03	0,15	0,05	0,43	zona de transição
4,10 a 4,50	0,43	0,06	0,15	0,05	0,69	argila altamente dispersiva
4,50 a 5,30	0,78	0,11	0,1	0,05	1,04	argila altamente dispersiva
5,30 a 5,50	0,89	0,12	0,1	0,05	1,16	argila altamente dispersiva
5,50 a 6,30	1,14	0,14	0,4	0,3	1,98	argila altamente dispersiva
6,30 a 6,50	1,26	0,12	0,3	0,6	2,28	argila altamente dispersiva

altamente dispersivas (Zona 1) nas profundidades de 0,40 a 6,50m para a estrutura T1A e em toda a profundidade analisada (0,00 a 6,90 m) para a estrutura T3A, fato este que foi constatado por meio de visitas ao local da estrutura T3A, onde pode-se evidenciar, depois de períodos chuvosos, erosões nas proximidades da fundação da estrutura (Figura 4.14a e 4.15a). Medidas corretivas foram tomadas como o plantio de gramíneas e a construção de canaletas para facilitar o escoamento das águas superficiais, (Figuras 4.14b e 4.15b).

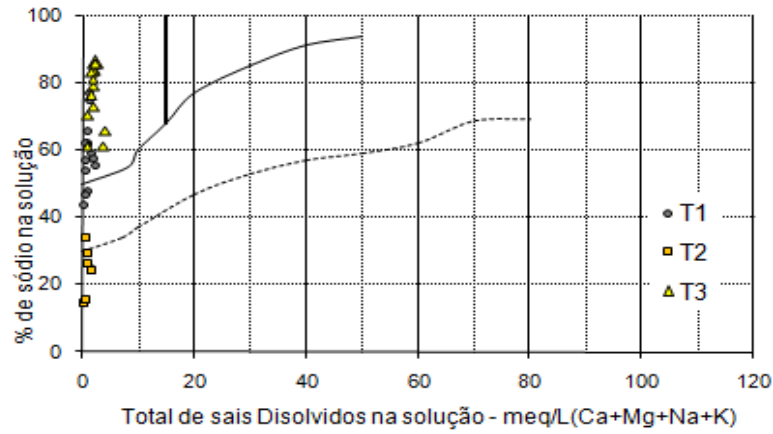
**Tabela 4.15** Resultado dos Ensaio Químicos - T2A - No extrato de saturação

Profund (m)	Sais no extrato de saturação meq/L de ext.				Soma dos Sais	Classificação
	Na <sup>+</sup>	K <sup>+</sup>	Ca <sup>+</sup>	Mg <sup>+</sup>	S	
0,00 a 0,15	0,37	0,24	0,8	0,1	1,51	argila normalmente não dispersiva
0,15 a 0,50	0,22	0,08	0,3	0,05	0,65	zona de transição
0,50 a 1,00	0,05	0,03	0,25	0,01	0,34	argila normalmente não dispersiva
1,00 a 1,70	0,21	0,06	0,35	0,1	0,72	argila normalmente não dispersiva
1,70 a 2,35	0,08	0,03	0,25	0,15	0,51	argila normalmente não dispersiva
2,35 a 2,65	0,19	0,03	0,35	0,15	0,72	argila normalmente não dispersiva

**Tabela 4.16** Resultado dos Ensaio Químicos - T3A - No extrato de saturação

Profund (m)	Sais no extrato de saturação meq/L de ext.				Soma dos Sais	Classificação
	Na <sup>+</sup>	K <sup>+</sup>	Ca <sup>+</sup>	Mg <sup>+</sup>	S	
0,00 a 0,10	2,32	0,32	0,9	0,25	3,79	argila altamente dispersiva
0,10 a 0,45	2,67	0,35	0,85	0,2	4,07	argila altamente dispersiva
0,45 a 0,90	1,43	0,13	0,35	0,05	1,96	argila altamente dispersiva
0,90 a 1,20	1,59	0,07	0,25	0,1	2,01	argila altamente dispersiva
1,20 a 2,10	1,81	0,05	0,2	0,1	2,16	argila altamente dispersiva
2,10 a 2,50	1,69	0,08	0,1	0,1	1,97	argila altamente dispersiva
2,50 a 2,85	1,92	0,1	0,15	0,05	2,22	argila altamente dispersiva
2,85 a 3,50	2,35	0,19	0,15	0,05	2,74	argila altamente dispersiva
3,50 a 4,00	1,68	0,13	0,15	0,05	2,01	argila altamente dispersiva
4,00 a 4,30	1,42	0,14	0,1	0,05	1,71	argila altamente dispersiva
4,30 a 4,50	2,01	0,14	0,1	0,1	2,35	argila altamente dispersiva
4,50 a 4,80	1,53	0,21	0,1	0,05	1,89	argila altamente dispersiva
4,80 a 5,60	1,06	0,13	0,15	0,05	1,39	argila altamente dispersiva
5,60 a 6,30	0,44	0,08	0,15	0,05	0,72	argila altamente dispersiva
6,30 a 6,90	0,67	0,13	0,1	0,05	0,95	argila altamente dispersiva





**Figura 4.13** Gráfico de dispersividade (Scherard 1972) % total de sais dissolvidos x % de sódio na solução



**Figura 4.14** Erosão estrutura T1A - a) antes do plantio de vegetação e b) após o plantio.



**Figura 4.15** Erosão estrutura T3A - a) antes do plantio de vegetação e b) após o plantio.



Em contrapartida para a estrutura T2A, as camadas de solos analisadas situaram-se na Zona 3, podendo-se concluir que a fração argila do solo possui características normalmente não dispersivas.

#### 4.2.4.3 Resultado dos Crumb-tests

Esta verificação foi realizada apenas para a estrutura T1A, como mais uma forma de verificação do grau de dispersividade da argila. Pode-se portanto constatar por este ensaio que o torrão de argila desfragmentou-se, porém não incorporou à água nenhuma coloração (turbidez), e suas partículas não se dispuseram em suspensão no líquido. Segundo [HEAD 1998], pode-se de tal forma classificar esta argila como de Grau 01, ou seja, como não dispersiva (Figura 4.16).



**Figura 4.16** Crumb-Test T1A - a) Início do ensaio e b) Término do ensaio após 1h.

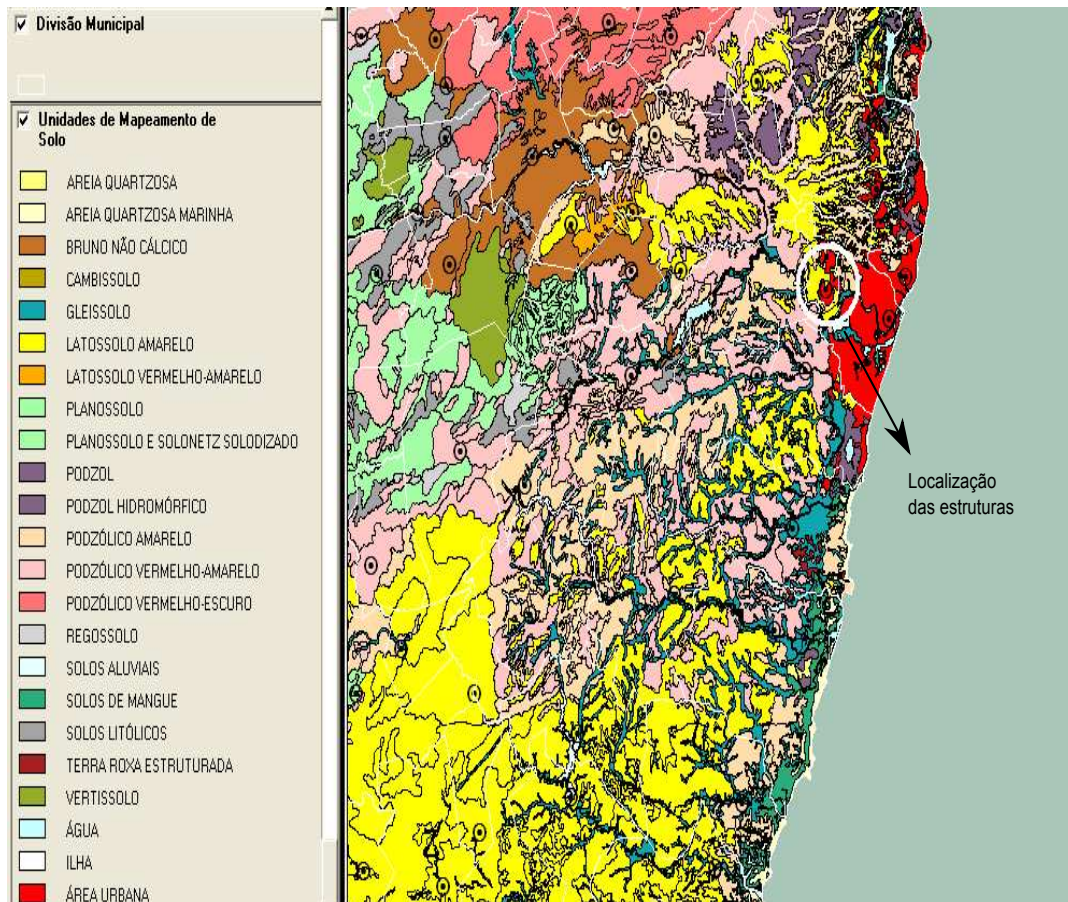
#### 4.2.5 Caracterização Pedológica

A Caracterização Pedológica dos solos estudados foi obtida com base no mapa pedológico ZAPE (Zoneamento Agroecológico de Pernambuco)- EMPRAPA (2001) (Figura 4.17), na topografia local, unidade geológica e ensaios de caracterização física e química. As Figuras 4.18 , 4.19 e 4.20, apresentam os perfis dos solos das áreas das três estruturas.

A Tabela 4.17 apresenta um resumo das características físico/químicas do horizonte diagnóstico dos perfis considerados.

Características convergentes com Horizonte B textural e B latossólico foram observadas para as estruturas T1A e T3A (Podzólico Amarelo) e T2A(Latossolo Amarelo). Logo pode-se

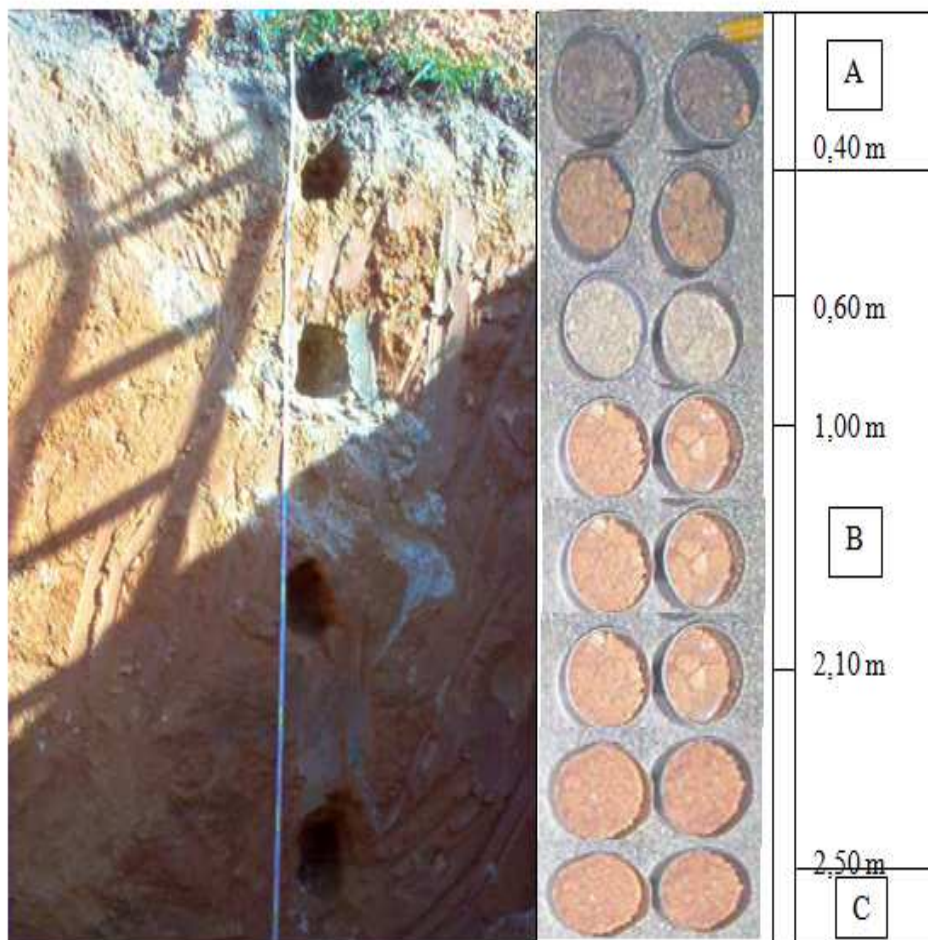
concluir que o solo estudado apresenta características areno-argilosas, com minerais estáveis do grupo 1:1 como a caulinita e a gipsita, ou seja, pouca probabilidade de ter características expansivas, sua estrutura é subangular média fraca porosa. A presença do óxido de ferro também é notada, principalmente nas estruturas T1A e T3A.



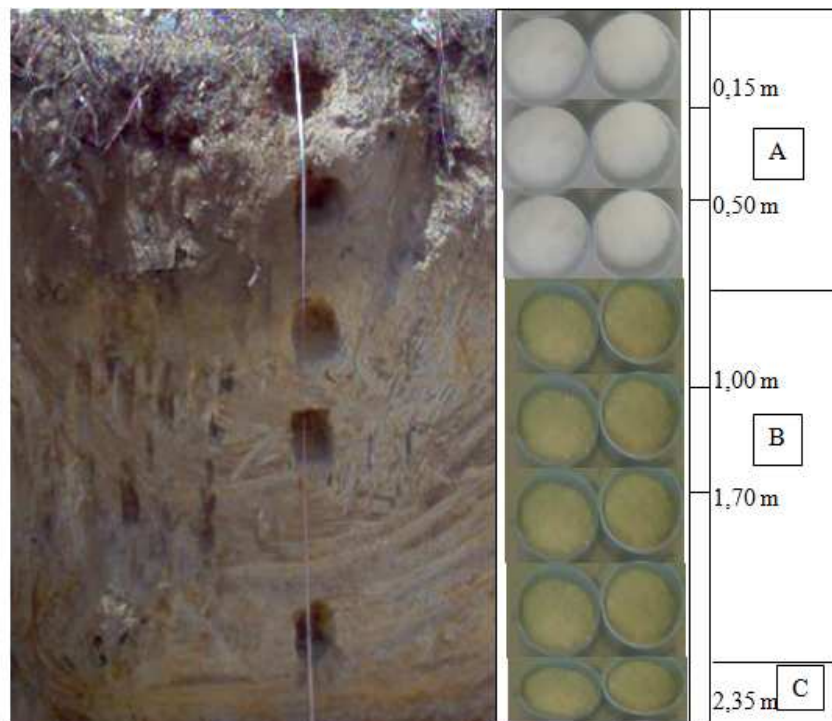
**Figura 4.17** Mapa Pedológico de Pernambuco ZAPE - EMBRAPA (2001)

**Tabela 4.17** Resumo das características físico/químicas do horizonte diagnóstico

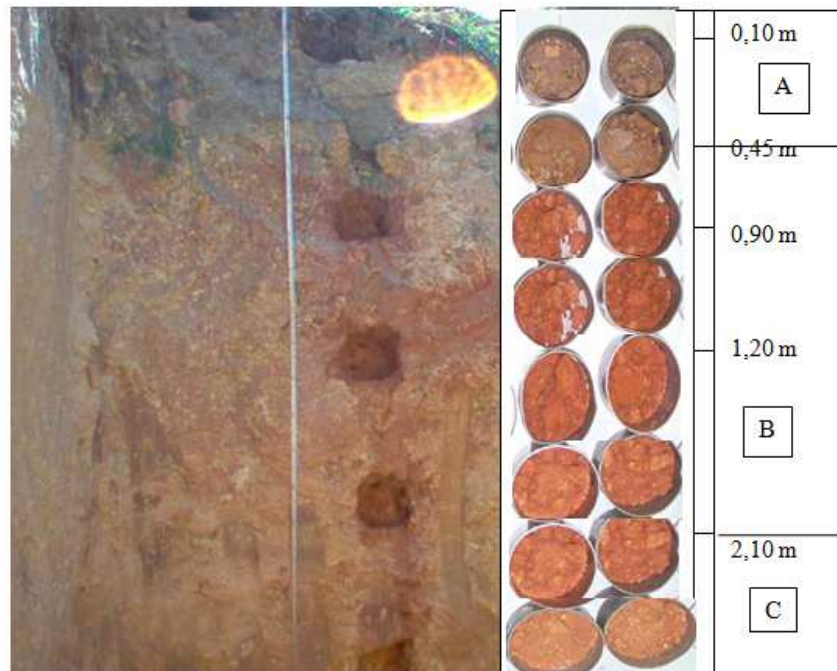
Estr.	Características físico/químicas - Horizonte B ou C										
	Horiz. Diag.	Espe. do horiz. (m)	Tipo de solo	Silte/Arg.	Ativ. da argila	Sat. bases		Sat. Alum.	CTC	Características	
T1A	B	2,1	Areia fina arg.-silt.	0,98	alta	43,4	Baixa	0,23	12,87	Acríco	Sálico
T2A	B	1,95	Areia fina arg.-silt.	0,71	alta	36,41	Baixa	0,31	15,7	Acríco	Sálico
T3A	B	2,05	Areia fina arg.-silt.	0,75	alta	38,35	Baixa	49,1	14,39	Acríco	Sálico

**Figura 4.18** Perfil de Solo - Estrutura T1A.





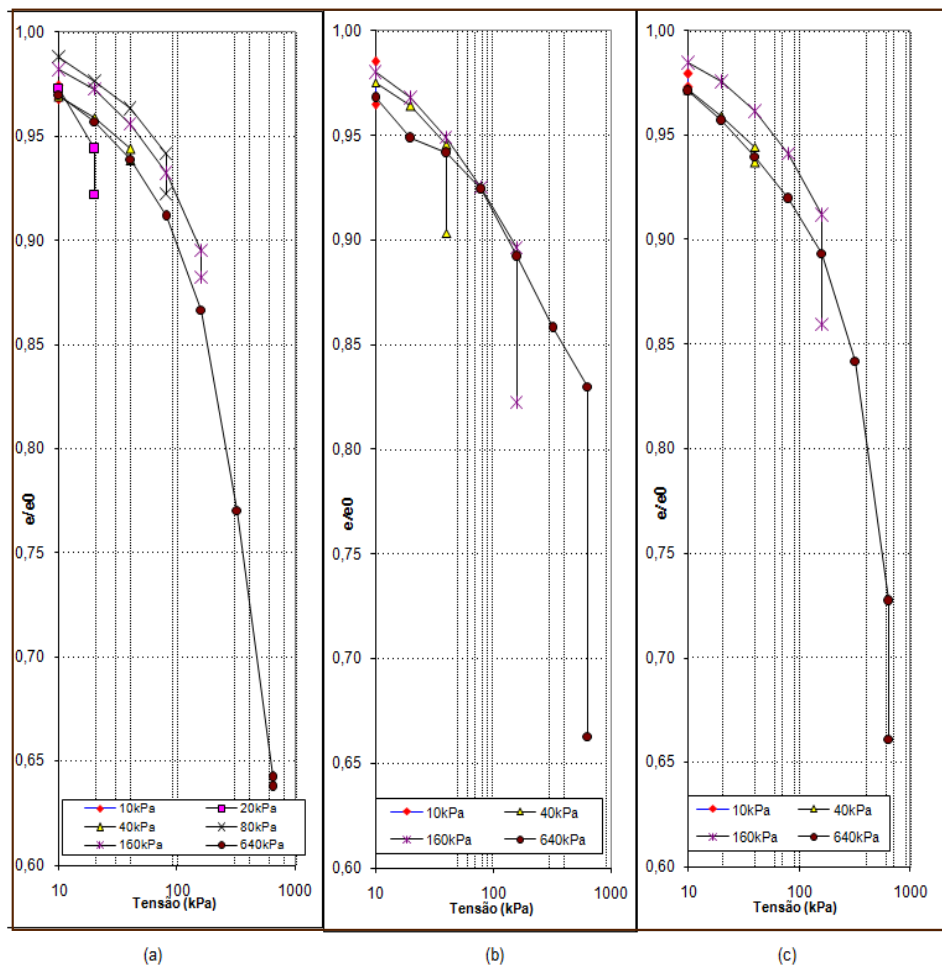
**Figura 4.19** Perfil de Solo - Estrutura T2A.



**Figura 4.20** Perfil de Solo - Estrutura T3A.

### 4.2.6 Análise da Compressibilidade e do Colapso

Os resultados concernentes ao colapso e compressibilidade do solo estudado encontram-se dispostos nas Figuras 4.21 e 4.22 e nas Tabelas 4.18 e 4.19. Os coeficientes de compressibilidade foram calculados para uma faixa de tensão de 40 a 320 kPa. Estes parâmetros crescem com o aumento da umidade e em contrapartida a tensão vertical de pré-consolidação e o módulo edométrico decrescem. Os solos são condicionados ao colapso pelo critério de [REGINATTO E FERRERO 1973]. O potencial cresce com o acréscimo de tensão de consolidação antes da inundação para o nível de tensão aplicado, Tabela 4.20. O solo da estrutura T1A apresentou valores dos potenciais de colapso, para todos os níveis de tensão, abaixo de 2%, não caracterizando o solo como colapsível. Os maiores valores dos potenciais de colapso foram observados no solo da estrutura T2A para todos os níveis de tensão.



**Figura 4.21** Edométrico simples - Índice de vazios x Tensão de consolidação: a) T1A; b) T2A e c) T3A

Tabela 4.18 Edométrico simples - Índices

Amostra	Tensão de inundação	Inicial			Final			CP %
		wo (%)	eo	So (%)	wf (%)	ef	Sf (%)	
T1A	10	19,3	0,947	54,450	30,200	0,916	88,00	0,30%
	40	19,63	0,890	58,900	29,770	0,835	95,15	0,26%
	160	19,75	0,908	58,090	28,480	0,801	94,93	0,63%
	640	19,81	0,962	54,680	28,080	0,614	100,00	0,25%
T2A	10	0,7	0,622	3,000	18,190	0,600	80,37	0,75%
	40	0,72	0,606	3,170	16,750	0,573	77,45	1,63%
	160	0,95	0,554	4,560	16,960	0,456	98,58	2,74%
	640	0,96	0,600	4,230	15,010	0,398	100,00	6,70%
T3A	10	15,47	0,944	43,100	31,930	0,919	91,42	0,31%
	40	15,15	0,985	40,450	32,760	0,930	92,60	0,38%
	160	17,16	0,960	46,990	32,680	0,825	100,00	2,70%
	640	19,1	1,001	50,190	31,190	0,662	100,00	3,83%

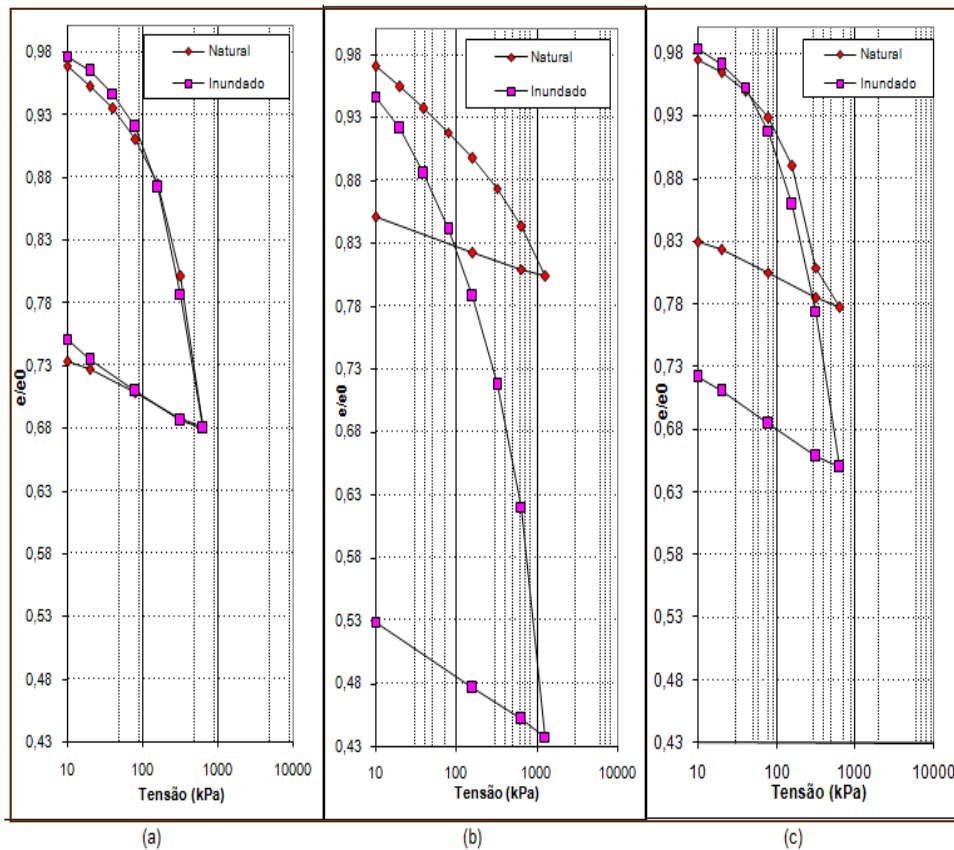


Figura 4.22 Edométrico duplo - Índice de vazios x Tensão de consolidação: a) T1A; b) T2A e c) T3A

Amostra	Tensão de inundação (kPa)	Inicial			Final		
		wo (%)	eo	So (%)	wf (%)	ef	Sf (%)
T1A	Natural	19,53	0,998	52,25	17,12	0,732	62,48
	Inundado	20,59	0,948	57,97	29,57	0,712	100
T2A	Natural	7,88	0,535	38,99	6,49	0,456	37,72
	Inundado	7,25	0,525	36,57	13,95	0,278	100
T3A	Natural	16,62	1,073	40,76	18,99	0,889	56,16
	Inundado	18,62	1,078	45,45	31,52	0,777	100

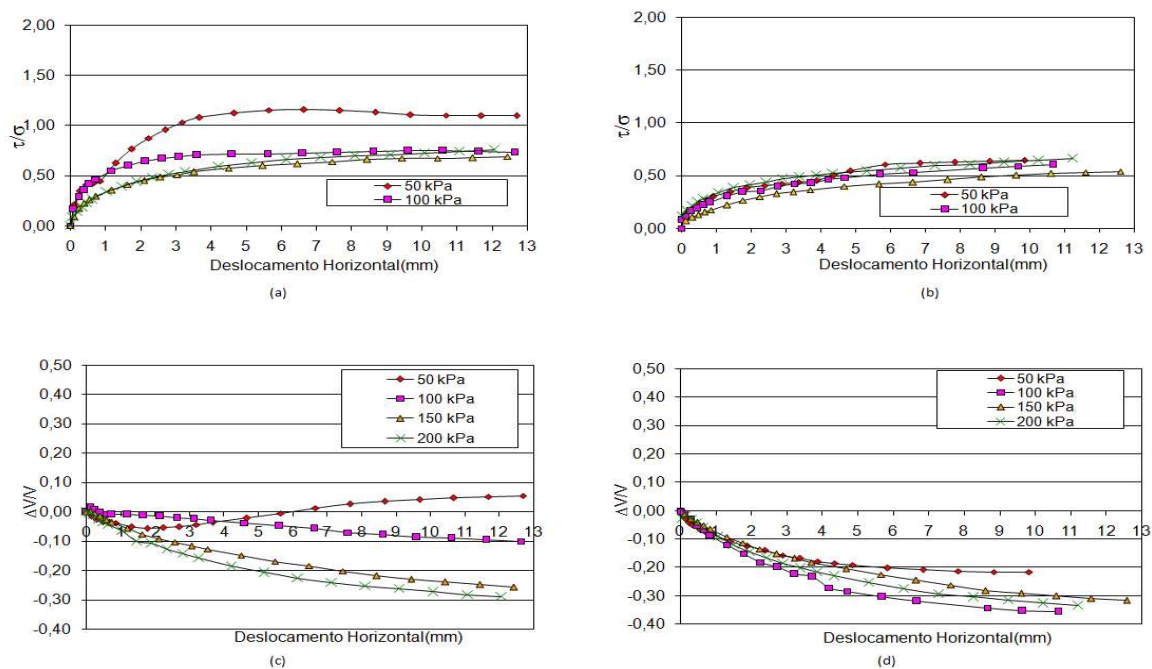
**Tabela 4.19** Edométrico duplo - Índices

Parâmetros	Símbolo	T1A		T2A		T3A	
		Valor Natural	Valor Inundado	Valor Natural	Valor Inundado	Valor Natural	Valor Inundado
Índice de vazios inicial	eo	0,998	0,948	0,535	0,525	1,073	1,078
Índice de vazios final	ef	0,679	0,645	0,456	0,278	0,889	0,777
Coefficiente de Compressibilidade (kPa-)	av	0,00048	0,00054	0,00023	0,00060	0,00054	0,00069
Coefficiente de variação volumétrica(kPa-)	mv	0,00025	0,00029	0,00012	0,00032	0,00027	0,00034
Módulo de compressão edométrica (kPa)	D	4069	3496	8609	3142	3744	2956
Índice de Compressão	Cc	0,40195	0,33551	0,10298	0,32223	0,11295	0,44514
Tensão de pré-consolidação (kPa)	$\sigma_{vm}$	141	100	200	120	120	100
Coefficiente de Colapsibilidade	C	0,59		0,52		0,76	

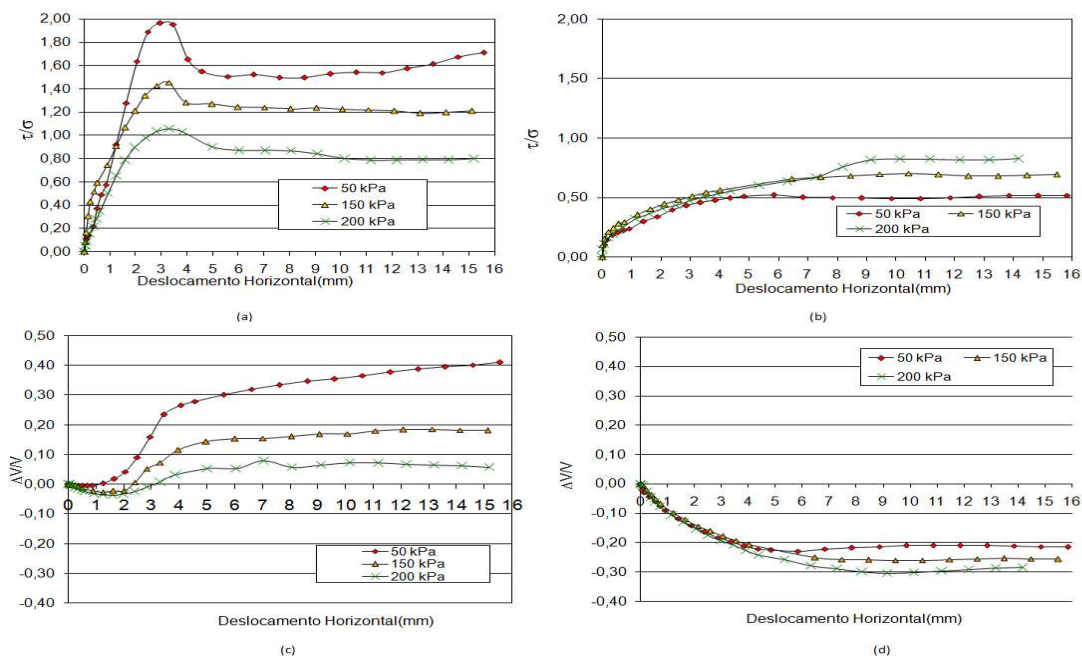
**Tabela 4.20** Parâmetros de Compressibilidade

#### 4.2.7 Avaliação da Resistência ao Cisalhamento

As curvas de variação da relação tensão cisalhante x tensão normal, de variação de volume x deslocamento horizontal e a envoltória de Mohr-Coulomb para os solos estudados são apresentados nas Figuras 4.23 , 4.24 e 4.25, para o solo com e sem inundação prévia. Os valores da coesão e ângulo de atrito interno obtidos no solo natural e inundado são apresentados na Figura 4.26.

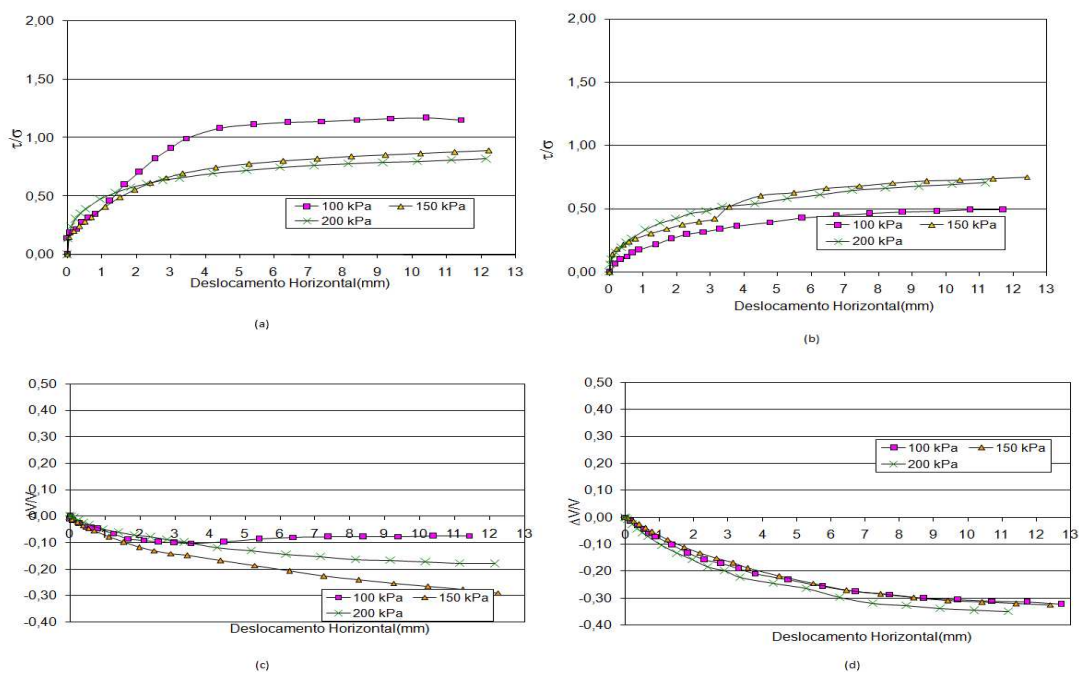


**Figura 4.23**  $\tau/\sigma$  x Deslocamento Horizontal T1A - a) natural, b) inundado e  $\Delta V/V$  x Deslocamento Horizontal T1A- c) natural, d) inundado.

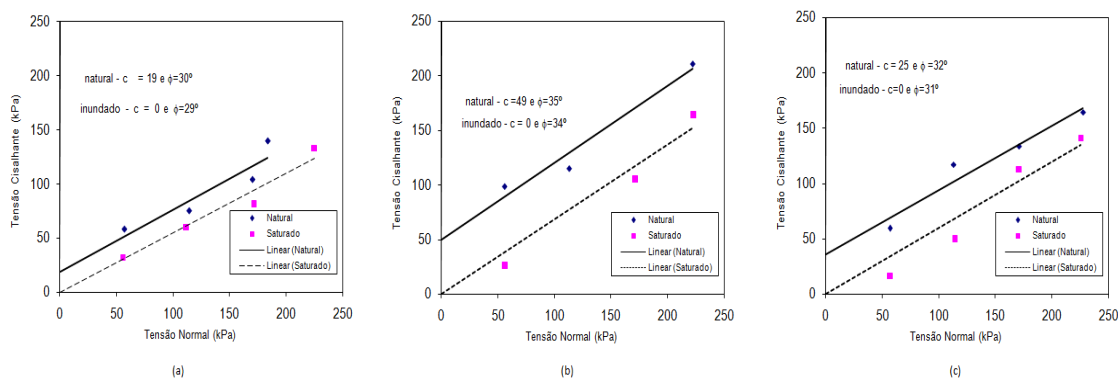


**Figura 4.24**  $\tau/\sigma$  x Deslocamento Horizontal T2A - a) natural, b) inundado e  $\Delta V/V$  x Deslocamento Horizontal T2A- c) natural, d) inundado.





**Figura 4.25**  $\tau/\sigma$  x Deslocamento Horizontal T3A - a) natural, b) inundado e  $\Delta V/V$  x Deslocamento Horizontal T3A- c) natural, d) inundado.



**Figura 4.26** Envoltória de Resistência - ensaio de Cisalhamento Direto - a) T1A, b) T2A e c) T3A

No solo da estrutura T1A pode-se constatar para a condição de solo natural o comportamento das curvas de tensão x deslocamento e deformação volumétrica x deslocamento não houve picos relevantes e que a deformação volumétrica foi predominantemente de compressão, apresentando uma mudança de compressão para expansão para a tensão de 50kPa num deslocamento de aproximadamente 5,5 mm. Semelhante comportamento foi observado na estrutura

T3A, tendo uma compressão e posterior expansão para a tensão de 50 kPa com aproximadamente 1 mm de deslocamento. Para as demais tensões verticais de consolidação houve apenas a compressão. Nesta estrutura T3A pode-se perceber também a ocorrência de pico para a tensão de 50kPa. O comportamento quanto ao deslocamento foi bastante diferente para a estrutura T2A. No solo da estrutura T2A pode-se perceber que para seu estado natural no gráfico tensão x deslocamento o pico foi bastante significativo, indicando que o solo encontrava-se in loco bastante compacto ou pré-consolidado. O solo inicialmente comprime e depois aumenta de volume havendo dilatação durante o cisalhamento. O solo natural apresenta coesão (49kPa) e ângulo de atrito interno de 35°. A inundação causa redução na coesão (zero) e o ângulo de atrito praticamente pouco se altera (34°). Os valores do Nspt para este solo é menor do que para a estrutura T1A, entretanto nos ensaios de laboratório evidenciam uma resistência superior do que a da estrutura T1A. Porém para a condição inundada o comportamento das três estruturas foi bastante similar, sem picos significativos e apresentando um certo enrijecimento e diminuição de volume (compressão) com o aumento dos deslocamentos.

**Tabela 4.21** Parâmetros de resistência considerados no projeto estrutural atual

Estrutura	Laboratório				Dados utilizados no projeto atual
	Ângulo de atrito		Coesão (kPa)		Ângulo de arrancamento
	Inundado	Natural	Inundado	Natural	
T1	29°	30°	0	20	26°
T2	34°	35°	0	49	17°
T3	31°	32°	0	25	26°

### 4.3 Características do Solo na Base de Fundação e Parâmetros Adotados

Com os resultados obtidos pode-se chegar às seguintes considerações por estrutura quanto a caracterização física, química, dispersividade, compressibilidade e resistência ao cisalhamento:

#### 4.3.1 Estrutura T1A

O solo abaixo da estrutura T1A é arenoso (50 a 74%), com predominância de areia fina (46 a 62%), a fração de argila decresce com a profundidade, atingindo um máximo entre as profundidades de 4,30 e 5,30m e posteriormente decresce. O peso específico real dos grãos médio é de 26,4  $kN/m^3$ . O valor do Nspt na cota de fundação é de 37 *golpes/0,3m*. O nível de

água está a 6,50m de profundidade e a umidade cresce com a profundidade, variando de 20 a 36% na cota de fundação. Abaixo da cota de fundação os valores dos limites de liquidez e plasticidade são praticamente constantes com a profundidade, tendo valores médios de 34 % e 22% respectivamente. A plasticidade do solo média (IP) é igual a 10%. A atividade do solo ( $I_a = IP/\% \leq 0,002\text{mm}$ ) é normal e inativa em profundidade acima da cota de fundação e ativa para profundidades abaixo. Pelo critério de Van Der Merwe (1964) a atividade é baixa. Na Classificação Unificada, a fração fina do solo, na cota de fundação, é um CL (argila de baixa compressibilidade) e na classificação da TRB, A-4. Abaixo da cota de fundação ML, SM e SC. A capacidade de troca de cátions é alta ( $> 27\text{Cmol/kg}$ ) para o solo abaixo da cota de fundação até a profundidade de 3,25m e para profundidades maiores é baixa. A saturação por base é  $< 50\%$  entre as profundidades de 2,50 a 4,10m e o solo é distrófico. O solo apresenta-se de não dispersivo a com moderada dispersividade. O solo é pré-adensado, não apresentando evidências de colapsibilidade. Durante o processo de cisalhamento o solo não apresenta comportamento de pico, apenas comprime para todos os níveis de tensão normal, exceto na tensão normal de 50kPa na condição natural. Na condição de umidade natural o solo apresenta uma coesão de 19kPa e ângulo de atrito de  $30^\circ$ , na condição de inundação a coesão é zero e o ângulo de atrito é  $29^\circ$ . A redução da sucção causa redução na coesão e o ângulo de atrito tem pequena variação.

#### 4.3.2 Estrutura T2A

O solo na cota de fundação da estrutura T2A é de textura grossa com 37% de pedregulho, 54% de areia, 2% de silte e 7% de argila. O peso específico real dos grãos é  $26,6\text{ kN/m}^3$ . A relação silte/argila é 0,29. Na cota de fundação o  $N_{spt}$  assume o valor de 8 *golpes*/0,30m. O nível de água encontra-se na cota de fundação. Os valores dos limites de liquidez acima da cota de fundação variam de 20 a 29% e do limite de plasticidade de 15 a 21%. O solo é inativo na classificação de Skempton e de baixa atividade na classificação de Van Der Merwe. O solo é de plasticidade média e na cota de fundação é não líquido e não plástico. Na classificação unificada o solo da cota de fundação é SM e na classificação da TRB, A-1-b (Solo grosso). A capacidade de troca de cátions é inferior a  $> 27\text{Cmol/kg}$  no solo abaixo da cota de fundação. A saturação por base é inferior a 50% e o solo é distrófico. Até a profundidade de 0,5 m o solo é moderadamente dispersivo a partir desta profundidade não dispersivo. O solo é condicionado ao colapso e os valores crescem com o acréscimo do nível de tensão aplicado. Foram observados picos significativos na condição natural para um deslocamento horizontal

de aproximadamente 3 mm. Na condição inundada tal pico não ocorreu. Na condição natural o solo comprime entre 1 e 3 mm de deslocamento horizontal expandindo para deslocamentos superiores. Na condição inundada o comportamento foi de diminuição do volume para todas as tensões. O solo da base da fundação apresentou coesão no valor de 49kPa para a condição natural e 0 para a condição inundada, quanto ao ângulo de atrito a variação foi pequena sendo o valor de 35° para o solo natural e 34° para o solo inundado.

### 4.3.3 Estrutura T3A

O solo abaixo da estrutura T3A não apresenta pedregulho, a fração areia varia de 50 a 74%, a fração silte/argila cresce com a profundidade até 4,80 m e posteriormente decresce. O peso específico real dos grãos médio é  $26,5 \text{ kN/m}^3$ . A umidade do solo cresce com a profundidade, variando de 14,20% na cota de fundação (2,50m) a 24,41% na profundidade de 6,90m. Os valores do limite de liquidez variam de 35 a 41% e os limites de plasticidade de 19 a 26%. Apresenta plasticidade média, tem atividade normal a ativa na classificação de Skempton e baixa a média na classificação de Van Der Merwe. Na classificação unificada o solo na cota de fundação é CL e abaixo é CL e ML. Na classificação do TRB A-6 (Solo fino com  $IP \geq 10$  e  $WI \leq 40$ ) e na cota de fundação e abaixo é classificado como A-6 e A-4 (Solo fino com  $IP \leq 10$  e  $WI \leq 40$ ). A capacidade de troca de cátions é baixa ( $< 27 \text{ Cmol/kg}$ ) no solo abaixo da cota de fundação exceto para as profundidades entre 4,30 e 5,60m. A saturação por base é  $>50\%$  entre as profundidades de 2,50 a 4,00m e o solo é distrófico. O solo é predominantemente não dispersivo, observando entretanto que na superfície (0 a 0,15m) e na profundidade de 6,30 a 6,90 m é de moderada a alta dispersividade. O solo é pré-adensado e condicionado ao colapso. O comportamento do solo quanto ao cisalhamento é bastante similar ao da estrutura, apresentado pico e expansão do volume apenas para a tensão normal de 50 kPa na condição natural. A coesão obtida para a condição inundada foi nula, passando a assumir o valor de 25 kPa para a umidade de campo. O ângulo de atrito interno não sofreu grandes variações (1°) entre as condições na umidade natural (32°) e inundadas (31°).

## 4.4 Análise dos Sistemas de Investigação Empregados

Em condições normais de instalação, o sistema de investigação geotécnica aplicada rotineiramente em obras de Linhas de Transmissão fundamenta-se na realização de poços de inspeção

e a realização da Sondagem à Percussão, como também a determinação do peso específico do solo seco. O  $N_{spt}$  e o peso específico do solo seco tornam-se peças chave para definição do tipo de fundação que será empregada na LT, possibilitando apenas o uso do método do tronco de cone para o dimensionamento das fundações. Atividades como regeneração de fundo de cava e reaterro com solo/cimento ou solo/rocha são medidas tomadas para o aumento da resistência do solo. Observa-se, portanto, que a falta de um plano de investigação mais elaborado, com obtenção de parâmetros de deformabilidade, erodibilidade e resistência inviabiliza a verificação de características como a dispersividade, potencialidade de deformabilidade, colapso e expansão, arranjo da estrutura do solo, presença de elementos corrosíveis e uso de métodos de dimensionamento mais eficazes. Ou seja, a engenharia geotécnica oferece ferramentas suficientes para a adoção de metodologias mais seguras e econômicas basta elaborar um sistema de investigação que possibilite a obtenção destes dados.

# Verificação da Capacidade de Carga

Este capítulo traz a análise da capacidade de carga das três fundações estudadas, bem como sua variação para a condição natural e inundada obtida por meio dos ensaios geotécnicos, comparando-se com as condições de projeto atualmente implantadas.

A verificação é concernente aos esforços decorrentes das ações de vento, tensão dos cabos, peso próprio da estrutura e componentes, entre outros. Logo a análise é feita para a compressão e tração da torre. As metodologias de cálculo adotadas foram o Método de Vesic (1975) para o cálculo da capacidade de carga à compressão e os Métodos de Grenoble e Tronco de pirâmide para os esforços de tração.

As condições de carregamento consideradas foram obtidas para os esforços máximos nas fundações. Os dados foram baseados na memória de cálculo fornecida pelo fabricante das estruturas.

O capítulo encontra-se subdividido nos dados dos carregamentos considerados, na concepção do tipo de fundação implantada (dimensões, profundidade, distância entre cavas), resumo dos parâmetros utilizados para o cálculo da capacidade de carga das fundações e nos resultados da capacidade de carga nas fundações para os dois tipos de esforços.

## 5.1 Cargas nas Fundações

O tipo de estrutura aplicada na Linha em questão é a metálica treliçada, tipo AF2S para as torres T1A e T3A e A21S para a estrutura T2A, ambas autoportantes de ancoragem, sendo a primeira de ângulo grande e fim de linha e a segunda de ângulo médio. A Tabela 5.1 apresenta as cargas máximas nas fundações.

**Tabela 5.1** Tabela das cargas máximas na fundação

Tipo de Estrutura	Compressão máxima (kN)	Tração máxima (kN)	Reação horizontal máxima (kN)
AF2S	585	515	102
A21S	384	325	77

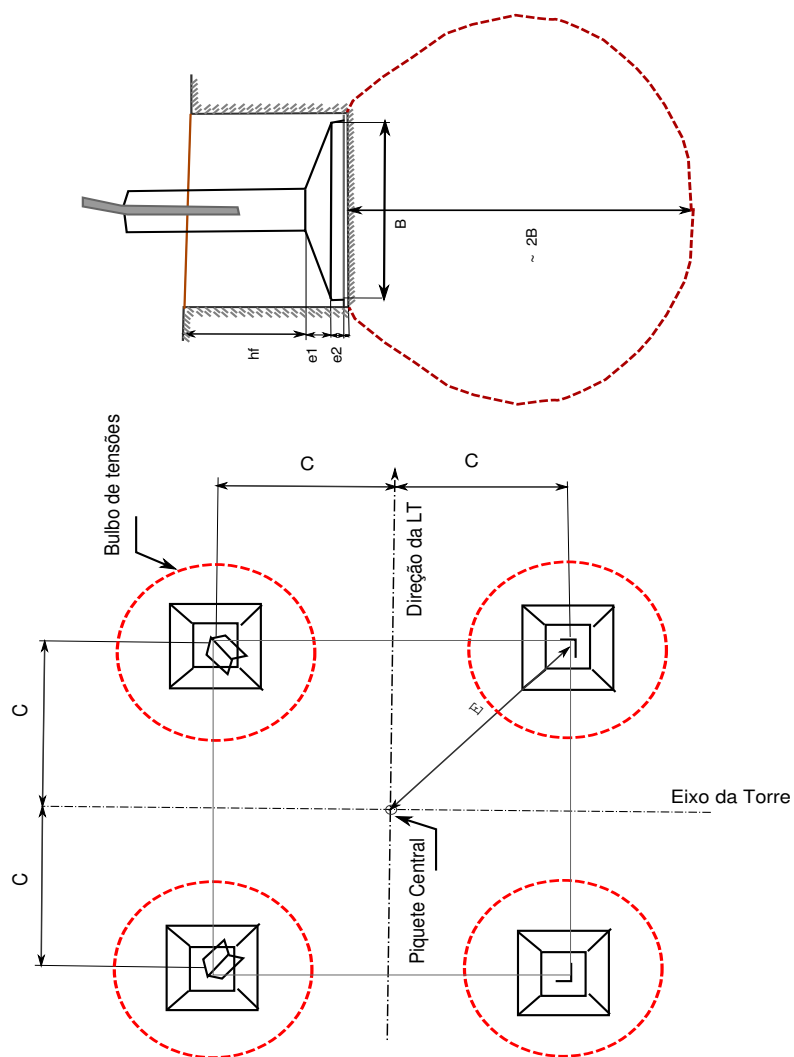
## 5.2 Planta de Fundação

As fundações implantadas no empreendimento foram de sapatas isoladas de concreto armado, com base piramidal e fuste vertical com afloramento mínimo de 0,50 m, onde são transmitidos os esforços da estrutura metálica à fundação.

A distância "C" é variável segundo a composição da estrutura (extensão e pés), no caso das estruturas consideradas foram tomadas para a estrutura T1A e T3A a extensão tipo 0 e os pés tipo 7,5, já para a estrutura T2A a extensão considerada foi tipo 12 com os pés tipo 6.

Pode-se observar, Figura 5.1 e Tabela 5.2, que não há sobreposição dos bulbos de tensão das sapatas.

O afloramento varia de acordo com a topografia do local para compensar desníveis, o valor máximo que pode ser considerado neste projeto de fundação é de 1,50 m. Para o cálculo da capacidade de carga foi considerado o afloramento mínimo.



**Figura 5.1** Localização das cavas das fundações

**Tabela 5.2** Dimensões das cavas das Fundações

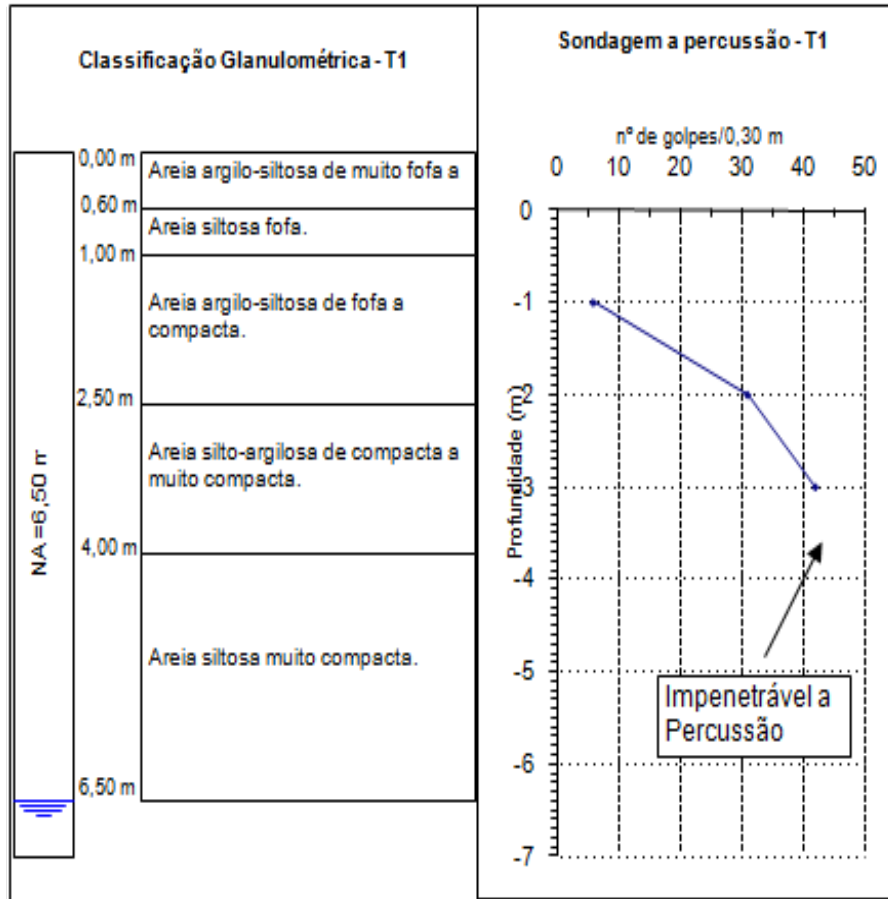
Estrutura	Tipo	Dimensões da Cava (comprimento x largura x profundidade) (m)	Profundidade $2B$ (m)	Distância $C$ (m)
T1A	AF2S	3,00 x 3,00 x 2,55	5,60	3,69
T2A	A21S	2,80 x 2,80 x 2,35	4,70	4,49
T3A	AF2S	3,00 x 3,00 x 2,55	5,60	3,69



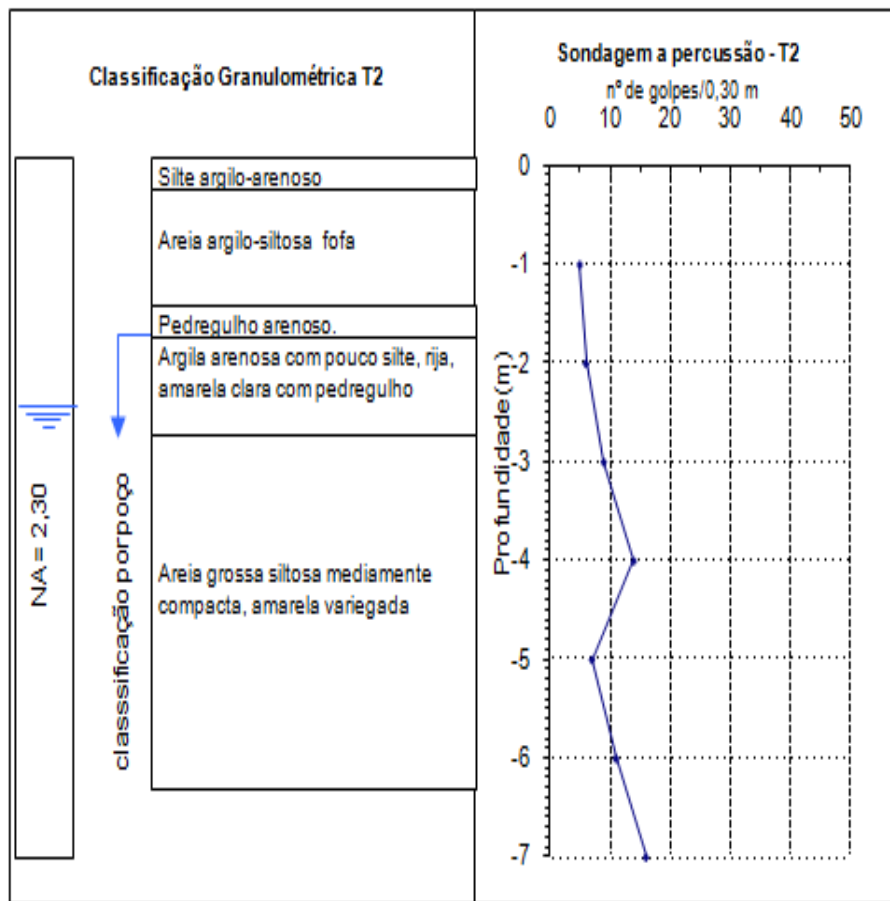
## 5.3 Características do Solo

### 5.3.1 Resultados das Sondagens à Percussão

Foi obtido o Nspt das estruturas T1A e T2A, Figuras 5.2 e 5.3. A estrutura T3A apresenta características de solo bastante similar à T1A, considerando o mesmo valor do Nspt para as duas estruturas.



**Figura 5.2** Perfil de sondagem à percussão SPT - estrutura T1A



**Figura 5.3** Perfil de sondagem à percussão SPT - estrutura T2A

Os valores do  $N_{spt}$  encontrados para as estruturas T1A e T2A foram respectivamente 37 *golpes/0,30m* e 8 *golpes/0,30m*. Logo com base na norma NBR 6122-96 pode-se estimar a tensão admissível (Tabela 2.6).

### 5.3.2 Parâmetros de Resistência ao Cisalhamento

A Tabela 5.3 apresenta os valores considerados para a verificação da capacidade de carga das estruturas, bem como os valores do ângulo de atrito utilizados para uso na metodologia do tronco de cone (método não indicado).

**Tabela 5.3** Parâmetros de resistência considerados

Estrutura	Laboratório				Dados utilizados no projeto atual
	Ângulo de atrito		Coesão (kPa)		
	Inundado	Natural	Inundado	Natural	Ângulo de arrancamento
T1	29°	30°	0	20	26°
T2	34°	35°	0	49	17°
T3	31°	32°	0	25	26°

Os valores de resistência considerados pelo projeto são decorrentes do peso específico seco do solo, sendo considerado o valor de  $14 \text{ kN/m}^3$   $\alpha = 17^\circ$  e para o valor de  $16 \text{ kN/m}^3$   $\alpha = 26^\circ$ , onde  $\alpha$  é o ângulo de arrancamento fictício para utilização no Método do Tronco de Cone.

## 5.4 Verificação da Capacidade de Carga

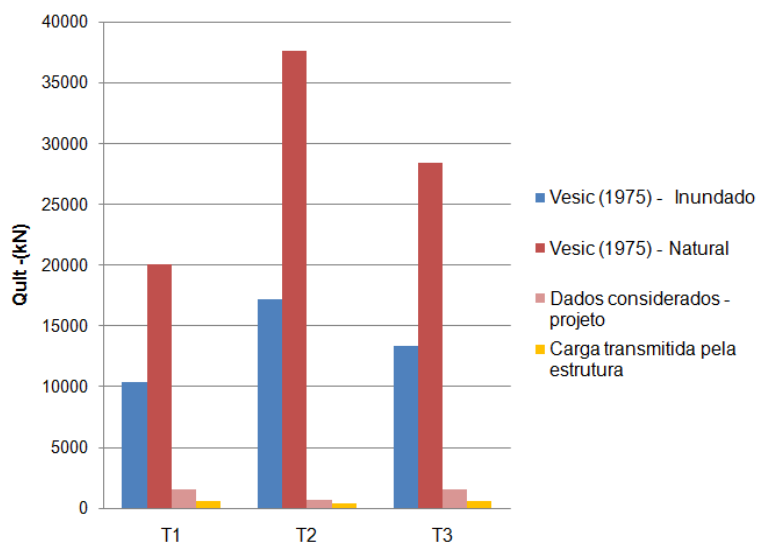
### 5.4.1 Quanto à Compressão

Como mencionado anteriormente, a capacidade de carga quanto à compressão foi feita com base na metodologia proposta por Vesic (1975). Os resultados apresentados na Tabela 5.4 mostram que a carga de ruptura a compressão do solo é bastante superior a carga de compressão exigida pela estrutura, confirmando a prioridade dada para a averiguação ao esforço de tração na fundação.

A Figura 5.4 apresenta a comparação dos resultados encontrados para as condições dos parâmetros obtidos em laboratório aplicados na metodologia de Vesic (1975) e os dados de referência do projeto atual com a carga transmitida pela estrutura ao terreno.

Estr.	Carga transmitida pela estrutura (kN)	Vesic (1975)				Projeto (Adotado)	
		Inundado		Natural		Qult (kN)	Fator de Segurança
		Qult (kN)	Fator de Segurança	Qult (kN)	Fator de Segurança		
T1A	581,40	10.370	17,84	20.020	34,43	1.568	2,70
T2A	384,20	17.202	44,77	37.594	97,85	676	1,76
T3A	581,40	13.390	23,03	28.380	48,81	1.568	2,70

**Tabela 5.4** Resultados da capacidade de carga última para compressão



**Figura 5.4** Comparação dos valores da capacidade de carga à compressão

#### 5.4.2 Quanto à Tração

Como a tração é o esforço que determina o dimensionamento das estruturas de transmissão, propôs-se analisar os valores da capacidade de carga do solo quanto ao arrancamento pelo Método de Grenoble e pelo Método do Tronco de Pirâmide.

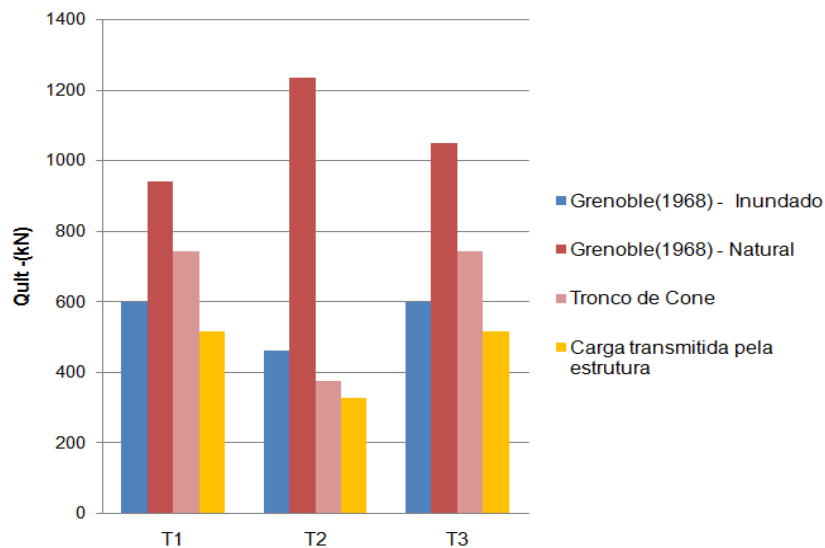
A Tabela 5.5 apresenta os resultados de ambos os métodos para as condições com os parâmetros de laboratório na condição inundada e natural, com os parâmetros adotados pelo projeto e com a tensão de arrancamento exercida pela estrutura.

Estr.	Carga transmitida pela estrutura (kN)	Grenoble (1968)				Tronco de Cone (Adotado)	
		Inudado		Natural		Qult (kN)	Fator de Segurança
		Qult (kN)	Fator de Segurança	Qult (kN)	Fator de Segurança		
T1A	514,50	597	1,16	939	1,83	740	1,44
T2A	325,00	460	1,42	1234	3,80	374	1,15
T3A	514,50	597	1,16	1049	2,04	740	1,44

**Tabela 5.5** Resultados da capacidade de carga ultima para tração

Fazendo uma análise comparativa entre a metodologia de Grenoble (1968) e o método do Tronco de Cone tem-se a Figura 5.5. Pode-se notar os resultados do solo na condição

inundada (saturado) apresentaram-se inferiores aos valores obtidos pelo Método do Tronco de Cone. Importante também atentar-se que a condição de inundação total no local das estruturas é remota, não devendo ser alvo de grandes preocupações. No que concerne à análise do solo em condição natural, pode-se constatar que as fundações poderiam ser otimizadas, ocasionando dimensões mais reduzidas. Para tal devem ser realizadas análises da variabilidade da umidade do solo durante as principais estações, uma vez que o solo estudado é predominantemente arenoso e a parcela relativa à coesão aparente, a quem é atribuída o ganho de resistência, devida à sucção entre os grãos. Confirma-se portanto a crítica feita por [DANZIGER e PEREIRA..PINTO 1979] com relação à Metodologia do Tronco de Cone (Pirâmide), para o qual não é possível prever o ângulo de arrancamento e nem fazer nenhuma correlação com os parâmetros de resistência. O controle da compactação do reaterro também é outro fator a ser averiguado na resistência à tração do solo, [GARCIA..et..al 2008], podendo acarretar uma significativa mudança no valor da capacidade de carga do solo, assim deve-se garantir durante a execução do reaterro um grau de compactação mínimo do solo. Além disso a camada de aterro deve ser de material não dispersivo para não causar problemas de erosão superficial. O recobrimento com material vegetal é de fundamental importância para reduzir o efeito da erodibilidade superficial.



**Figura 5.5** Comparação entre as condições inundada e natural para a Metodologia de Grenoble e Tronco de Pirâmide

## **Considerações Finais e Sugestões para Pesquisas Futuras**

A pesquisa realizada possibilitou a obtenção dos parâmetros geotécnicos básicos para o dimensionamento de fundações de Linhas de Transmissão. Tomando como base um estudo de caso na LT Recife II/Joairam localizada na Região Metropolitana do Recife pode-se constatar que informações pertinentes às características físicas e químicas são dados importantes para a classificação pedológica, geológica e avaliação do comportamento do solo.

Esta informação agrega ao engenheiro de fundações características geotécnicas gerais da região. No caso estudado a identificação do Grupo Barreiras como também o falhamento com o Complexo Gnássico-Migmatítico possibilitou a detecção da presença de rocha nas áreas mais planas como também a obtenção de solos mais argilosos nas áreas mais altas.

Quanto à pedologia a classificação como um Podzólico Amarelo/Latosolo Amarelo permitiu dados a respeito da constituição do solo como sendo areno-argiloso, com aspecto maciço poroso apresentando potenciais de colapso, com a fração argila constituída por óxidos de ferro, bem como a presença de minerais como a gipsita e minerais do grupo 1:1, como a caulinita (pouca potencialidade expansiva). Além desses fatores, confirmados nos ensaios de laboratório, os demais ensaios realizados proporcionaram a verificação quanto à deformabilidade, mostrando a variabilidade de comportamento dos coeficiente em duas condições distintas do solo (em condição de inundação e com as características de campo), ou seja, apresentou uma variação com o aumento de umidade. Ainda quanto à deformabilidade os ensaios realizados puderam apontar condições susceptíveis ao colapso do solo da fundação para determinados teores de umidade e carregamento, devendo ser feitos estudos mais criteriosos para analisar a probabilidade destas condições virem a ocorrer.

Pode-se analisar também que o acréscimo da umidade causa uma redução significativa na

coesão e pouco influência no ângulo de atrito interno do solo.

A comparação entre as metodologias atualmente empregadas com a aplicação de parâmetros geotécnicos para a determinação da capacidade de carga pôde comprovar que a utilização destas informações possibilita otimizar as fundações, permitindo uma redução no volume de concreto, escavação e reaterro utilizado e em consequência uma redução nos custos de construção.

No que se refere à sistemática de investigação geotécnica, nota-se que o julgamento baseado apenas no peso específico seco do solo não oferece embasamento para averiguações pertinentes à dispersividade, colapso, arranjo da estrutura do solo, porcentagem de finos e utilização de métodos de cálculo mais adequados para a estimativa de capacidade de carga do solo, como o sugerido pela Universidade de Grenoble (1968). Como notado na pesquisa estas informações foram de grande relevância uma vez que foram identificados pontos de erosão, possibilidade de colapso do solo e obtenção de fatores de segurança mais apropriados à situação normal de campo.

Como sugestões para pesquisas futuras registra-se a possível elaboração de planos de amostragem para a realização de ensaios geotécnicos mais apurados como ensaios triaxiais com medição da poro-pressão, ensaios de permeabilidade, instalação de tensiômetros ao longo do traçado da linha de transmissão para a verificação do teor de umidade/sucção ao longo do ano e a variação das deformações ao longo do tempo. A elaboração de curvas características de sucção é outra sugestão, pois possibilita a obtenção de dados ainda mais precisos interferindo diretamente na segurança das fundações e indiretamente na criação de um banco de dados confiável.

# Referências Bibliográficas

- [ABNT 1984a]ABNT. *Limite de Liquidez*. 1984a. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro/RJ.
- [ABNT 1984b]ABNT. *Limite de Plasticidade - NBR 7180*. 1984b. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro/RJ.
- [ABNT 1984c]ABNT. *Peso específico dos Grãos - NBR 6508*. 1984c. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro/RJ.
- [ABNT 1984d]ABNT. *Granulometria*. 1984d. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro/RJ.
- [ABNT 1986a]ABNT. *Abertura de Poços e Trincheiras de Inspeção de Solo, com Retirada de Amostras Deformadas e Indeformadas - NBR 9604*. 1986a. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro/RJ.
- [ABNT 1986b]ABNT. *Sondagem à Trado*. 1986b. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro/RJ.
- [ABNT 1995]ABNT. *Rochas e Solos -NBR - 6502*. 1995. 18 p. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro/RJ.
- [ABNT 1996]ABNT. *Projeto e Execução de Fundações -NBR - 6122*. 1996. 33 p. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro/RJ.
- [ABNT 2001]ABNT. *Solo - Sondagens de simples reconhecimento com SPT - Método de ensaio - NBR 6484*. 2001. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro/RJ.
- [BIAREZ e BARRAUD 1968]BIAREZ, J.; BARRAUD, Y. Adaptation des fondations de pylônes au terrain par les méthodes de la mécanique des sols. In: . [S.l.: s.n.], 1968.



- [BIAREZ e BARRAUD 1968]BIAREZ, J.; BARRAUD, Y. Adaptation des foudations de pylônes au terrain par les méthodes de la mécanique des sols. In: *Capacidade de Carga de Fundações Submetidas a Esforços Verticais de Tração. Danziger F. A. B.* [S.l.: s.n.], 1968.
- [BOWLES 1977]BOWLES, J. E. Foundation analysis and design", mcgraw hill kogakusha, tokio. In: . [S.l.: s.n.], 1977.
- [CAPUTO 1986]CAPUTO, H. P. Mecânica dos solos e suas aplicações. rio de janeiro, 6 ed. vol. 2. livros técnicos e científicos. In: . [S.l.: s.n.], 1986.
- [CARVALHO 2004]CARVALHO, J. C. Propriedades de comportamento de solos tropicais não saturados. In: *Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, EESC-USP -São Carlos - São Paulo/SP. Vol2.* [S.l.: s.n.], 2004. p. 1–22.
- [CHESF1]CHESF1. *Especificações Técnicas de Construção - Fundações.*
- [CHESF2]CHESF2. *Documento de Construção Chesf09 - Critérios para Definição de Fundações.*
- [DANZIGER 1983]DANZIGER, F. A. B. *Capacidade de Carga de Fundações Submetidas a Esforços Verticais de Tração.* Dissertação (Mestrado) — UFRJ, Rio de Janeiro-RJ, 1983.
- [DANZIGER 2006]DANZIGER, F. A. B. Investigação geotécnica. In: *Cigré- Brasil.* [S.l.: s.n.], 2006.
- [DANZIGER e PEREIRA..PINTO 1979]DANZIGER, F. A. B.; PEREIRA..PINTO, C. Alguns critérios para dimensionamento de fundações sujeitas a esforços de tração. anais do v seminário nacional de produção e transmissão de energia elétrica, recife/pe. In: . [S.l.: s.n.], 1979.
- [DÓRIA e GUIMARÃES 2006]DÓRIA, C.; GUIMARÃES, R. P. Concepções estruturais para linhas de transmissão. In: *Cigré - Brasil.* [S.l.: s.n.], 2006.
- [ELETROBRÁS 2003]ELETROBRÁS. *Diretrizes Básicas para Projeto de Linhas de Transmissão de Alta e Extra-Alta Tensão.* 2003.
- [EMBRAPA 1997]EMBRAPA. *Manual de métodos de análise de solo. Centro Nacional de Pesquisa de Solos. 2 ed, ver. Rio de Janeiro.* 1997. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro/RJ.

- [FERREIRA 1985] FERREIRA, H. N. Characterization, identification and classification of tropical lateric and saprolitic soils for geotechnical purpose. In: *First International Conference on Geomechanic in Tropical Lateric and Saprolitic Soils. Brasília - BR, Vol3*. [S.l.: s.n.], 1985. p. 139–170.
- [FERREIRA 1982] FERREIRA, S. R. M. *Compressibilidade de uma Argila Orgânica Mole do Recife*. Dissertação (Mestrado) — Universidade Federal do Rio de Janeiro - Rio de Janeiro/RJ, 1982.
- [FERREIRA 1995] FERREIRA, S. R. M. *Colapso e Expansão de Solos Naturais Não Saturados Devidos à Inundação*. Tese (Doutorado) — Universidade Federal do Rio de Janeiro - Rio de Janeiro/RJ, 1995.
- [FERREIRA e OLIVEIRA 2008] FERREIRA, S. R. M.; OLIVEIRA, J. T. R. Avaliação do ângulo de atrito solo-muro em: Concreto convencional e concreto com agregado de resíduo de construção e demolição (rcd) e alvenaria de pedra. In: . [S.l.: s.n.], 2008.
- [GARCIA..et..al 2008] GARCIA..ET..AL. Capacidade de carga de fundações superficiais à tração: a influência do reaterro - cobramseg. In: . [S.l.: s.n.], 2008. p. 7.
- [GUSMÃO 2002] GUSMÃO, J. A. F. Fundações - do conhecimento geológico à prática da engenharia. editora universitária- ufpe, recife/pe. In: . [S.l.: s.n.], 2002.
- [HEAD 1998] HEAD, K. H. Manual of soil laboratory testing". volume 2. pentech press.london. In: . [S.l.: s.n.], 1998.
- [LABEGALINI et al. 1992] LABEGALINI, P. R. et al. *Projeto Mecânico das Linhas de Transmissão*. [S.l.]: Editora Blucher LTDA - São Paulo - SP, 1992.
- [LAFAYETTE 2000] LAFAYETTE, K. P. V. *Comportamento geomecânico de solos de uma topossequência na Formação Barreiras em uma encosta na área urbana*. Dissertação (Mestrado) — UFPE, Recife/PE, 2000.
- [MARTIN 1966] MARTIN, D. *Étude à la Rupture Différents Ancrages Sollicitées Verticalement*. 1966.
- [MEYERHOF e ADAMS 1968] MEYERHOF, G. G.; ADAMS, J. I. *The Ultimate Uplift Capacity of Foundations*. [S.l.: s.n.], 1968.

- [ONS 2002]ONS. *Requisitos Mínimos de Linhas de Transmissão*. 2002. 9 p.
- [ONS 2008]ONS. 2008. [Www.ons.org.br](http://www.ons.org.br).
- [PINTO 2000]PINTO, C. S. *Curso Básico de Mecânica dos Solos em 16 Aulas*. [S.l.]: Oficina de textos, São Paulo, 2000.
- [PRADO 1996]PRADO, H. *Manual de Classificação de Solos do Brasil. 3ª Edição Jaboticabal: FUNEP*. [S.l.: s.n.], 1996.
- [REGINATTO e FERRERO 1973]REGINATTO, A. R.; FERRERO, J. C. Collapse potencial of soils and soils water chemistry. In: *VIII International Conference of Soil Mechanics and Foudation Engineering Moscou, Vol 2-2*. [S.l.: s.n.], 1973. p. 173–183.
- [RUFFIER 2006]RUFFIER, A. P. Capacidade de carga de fundação. In: *Cigré - Brasil*. [S.l.: s.n.], 2006.
- [SADE]SADE. *Linhas de Alta tensão:normas vde*.
- [SANTOS 2006]SANTOS, S. R. *Manutenção das Linhas de Transmissão de Energia Elétrica: um estudo de caso na COTESA Engenharia*. 2006. Artigo técnico.
- [SHERARD 1992]SHERARD, J. L. Study of piping failures and erosions from rain in clay dams in oklahoma an mississippi. In: . [S.l.: s.n.], 1992.
- [SILVA 2006]SILVA, J. D. *Estudo de Colapsibilidade da Argila Porosa de Brasília pelo Fluxo de Contaminantes*. Dissertação (Mestrado) — Universidade de Brasília, 2006.
- [SINGRÉ 1996]SINGRÉ. *Mapa de Indicadores Geotécnicos - Jaboatão dos Guararapes*. 1996. 29 p.
- [SINGRÉ 2001]SINGRÉ. *Atividades Impactantes sobre o Meio Ambiente sobre a Região Metropolitana do Recife*. 2001. 108 p.
- [SKEMPTON 1953]SKEMPTON, A. W. Soil-mechanics in relation to geology. In: . [S.l.: s.n.], 1953.
- [STEPHAN 2006]STEPHAN, J. C. S. Tipos de fundação e critérios de escolha. In: *Cigré - Brasil*. [S.l.: s.n.], 2006.

[VAN..DER..MERWE 1964]VAN..DER..MERWE, D. H. The prediction of heave from the plasticity index and percentage clay fraction of soils. trans. s. afr. inst. of civ. engrs. vol 6, nº 6. In: . [S.l.: s.n.], 1964.

[VARGAS 1990]VARGAS, M. Collapsible and expansive soil in brazil. special lecture. geomechanics in tropical soil. editors publication comittee of 2icots school of civil and hanyony technological institute. vol 2. In: . [S.l.: s.n.], 1990. p. 489–492.

[VESIC 1975]VESIC, A. S. Bearing capacity of shallow foundations. In: *Foundation Engineering Handbook*. Hans F. Winterkorn and Hsai-Yang Fang. [S.l.: s.n.], 1975.

# Livros Grátis

( <http://www.livrosgratis.com.br> )

Milhares de Livros para Download:

[Baixar livros de Administração](#)

[Baixar livros de Agronomia](#)

[Baixar livros de Arquitetura](#)

[Baixar livros de Artes](#)

[Baixar livros de Astronomia](#)

[Baixar livros de Biologia Geral](#)

[Baixar livros de Ciência da Computação](#)

[Baixar livros de Ciência da Informação](#)

[Baixar livros de Ciência Política](#)

[Baixar livros de Ciências da Saúde](#)

[Baixar livros de Comunicação](#)

[Baixar livros do Conselho Nacional de Educação - CNE](#)

[Baixar livros de Defesa civil](#)

[Baixar livros de Direito](#)

[Baixar livros de Direitos humanos](#)

[Baixar livros de Economia](#)

[Baixar livros de Economia Doméstica](#)

[Baixar livros de Educação](#)

[Baixar livros de Educação - Trânsito](#)

[Baixar livros de Educação Física](#)

[Baixar livros de Engenharia Aeroespacial](#)

[Baixar livros de Farmácia](#)

[Baixar livros de Filosofia](#)

[Baixar livros de Física](#)

[Baixar livros de Geociências](#)

[Baixar livros de Geografia](#)

[Baixar livros de História](#)

[Baixar livros de Línguas](#)

[Baixar livros de Literatura](#)  
[Baixar livros de Literatura de Cordel](#)  
[Baixar livros de Literatura Infantil](#)  
[Baixar livros de Matemática](#)  
[Baixar livros de Medicina](#)  
[Baixar livros de Medicina Veterinária](#)  
[Baixar livros de Meio Ambiente](#)  
[Baixar livros de Meteorologia](#)  
[Baixar Monografias e TCC](#)  
[Baixar livros Multidisciplinar](#)  
[Baixar livros de Música](#)  
[Baixar livros de Psicologia](#)  
[Baixar livros de Química](#)  
[Baixar livros de Saúde Coletiva](#)  
[Baixar livros de Serviço Social](#)  
[Baixar livros de Sociologia](#)  
[Baixar livros de Teologia](#)  
[Baixar livros de Trabalho](#)  
[Baixar livros de Turismo](#)