

UNIVERSIDADE FEDERAL DE CAMPINA GRANDE
CENTRO DE TECNOLOGIA E RECURSOS NATURAIS
CURSO DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL
CAMPUS I – CAMPINA GRANDE
ÁREA DE GEOTECNIA

**AVALIAÇÃO DO PENETRÔMETRO MANUAL NA PREVISÃO DA CAPACIDADE DE CARGA DE FUNDAÇÕES
SUPERFICIAIS EM SOLOS ARENOSOS**

Por:

FÁBIO WELLINGTON CUNHA DE SOUZA

Campina Grande – Paraíba

Junho de 2007

FÁBIO WELLINGTON CUNHA DE SOUZA

Dissertação apresentada ao Centro de Tecnologia e Recursos Naturais da Universidade Federal de Campina Grande – Campina Grande-PB, como parte dos requisitos necessários para obtenção do título de **MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

Área de Concentração – Geotecnia

Prof. PhD. João Batista Queiroz de Carvalho
Orientador

Prof. DSc. Erinaldo Hilário Cavalcante
Co-Orientador

Campina Grande – Paraíba

Junho de 2007

FICHA CATALOGRÁFICA ELABORADA PELA BIBLIOTECA CENTRAL DA UFCG

S726u Souza, Fábio Wellington Cunha de
Avaliação do penetrômetro manual na previsão da capacidade de carga de fundações superficiais em solos arenosos / Fábio Wellington Cunha de Souza. — Campina Grande, 2007.
142f.: il. color

Referências.

Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil e Ambiental) – Universidade Federal de Campina Grande, Centro de Tecnologia e Recursos Naturais.

Orientadores: João Batista Queiroz de Carvalho e Erinaldo Hilário Cavalcante.

1— Fundações 2— Geotécnica 3— Mecânica dos Solos 4— Capacidade de Carga I— Título

CDU 624.1

FOLHA DE APROVAÇÃO

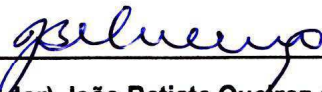
Autor: Fábio Wellington Cunha de Souza

Título: AVALIAÇÃO DO PENETRÔMETRO MANUAL NA PREVISÃO DA CAPACIDADE DE CARGA DE FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS EM SOLOS ARENOSOS

Dissertação Defendida e Aprovada em: 15 / 06 / 07.

Pela Banca Examinadora

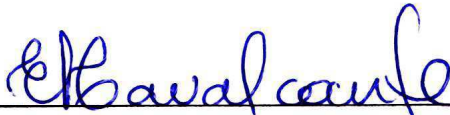
(Assinatura):



Prof. PhD. (Orientador) João Batista Queiroz de Carvalho

Universidade Federal de Campina Grande – UFCG/DEC


(Assinatura):



Prof. DSc. (Co-Orientador) Erinaldo Hilário Cavalcante

Universidade Federal de Sergipe – UFS/DEC

(Assinatura):



Prof. DSc. (Examinador Externo) Alexandre José Soares Miná

Universidade Federal da Paraíba – UFPB/CFT-DTR

(Assinatura):



Prof. DSc. (Examinador Externo) Fábio Lopes Soares

Universidade Federal da Paraíba – UFPB/DTCC

DEDICATÓRIA

Ao Pai, que sempre me guarda, dá força, coragem e sabedoria.

À minha mãe, Emília Maria Cunha de Souza.

Ao meu pai, Geraldo Alves de Souza.

À minha tia, Laurinda de Menezes Cunha.

Ao meu tio, Petrônio Everson de Menezes Cunha.

Às minhas Irmãs: Fabiana e Fabíola.

AGRADECIMENTOS

Ao Professor PhD João Batista Queiroz de Carvalho pelo direcionamento e orientação desta pesquisa, e pela atenção e apoio dedicado nos momentos difíceis.

Ao Professor Dr. Erinaldo Hilário Cavalcante por sua sabedoria, atenção e motivação tão importantes à orientação desta pesquisa, e pela solidariedade e simplicidade de figura humana.

Ao Professor Dr. John Kennedy Guedes Rodrigues pelo estímulo, apoio e atenção nos momentos difíceis desta pesquisa, e por sua paciência e coerência.

Ao Professor Francisco Barbosa de Lucena pelo apoio concedido.

À ATECEL que forneceu equipamentos e recursos para o desenvolvimento da pesquisa.

Ao Centro de Tecnologia e Recursos Naturais da UFCG e a Coordenação de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental.

À CAPES pela bolsa de estudo concedida.

Aos amigos: Hermes Filho, Frankneto Cordeiro, Jorge Luiz, Macel Wallace, Ricardo Rodrigues, Saul Guedes, Jozilene Souza, Josete de Sousa, Leda Lucena e outros que deram sua contribuição em particular.

Aos funcionários do laboratório de mecânica dos solos do Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Sergipe, José Willami Santos e Washington José Santos.

Aos funcionários da área de Geotecnia da UFCG, em especial, José Nivaldo Sobreira, Rui Pereira de Oliveira.

Aos funcionários da ATECEL, José Constant, Antônio, José, Mano, Lelé e Eliane.

À Universidade Federal de Sergipe, em especial, ao Departamento de Engenharia Civil, pelo apoio logístico para o desenvolvimento da pesquisa.

E a todos que colaboraram direta e indiretamente para que esta pesquisa pudesse ser efetivada.

RESUMO

Esta dissertação apresenta resultados de um estudo comparativo sobre a aplicação do SPT, CPT, penetrômetro estático manual (PEM) e provas de carga sobre placa na estimativa da capacidade de carga de solos arenosos submetidos à ação de fundações superficiais. O objetivo é verificar a possibilidade do uso do penetrômetro manual, suas vantagens e limitações. A primeira etapa da pesquisa foi realizada em um depósito de solo arenoso do Campo Experimental da UFS, em Aracaju, aonde foram feitas duas (2) sondagens SPT-T, quatro (4) ensaios CPT, duas (2) provas de cargas sobre placa e diversos ensaios com o penetrômetro manual em quatro (4) cavas quadradas, de 1,30 m de lado e 0,60 m de profundidade. A segunda etapa da pesquisa foi realizada na cidade de Cabedelo, também em depósitos de areias, onde foram feitas três (3) sondagens SPT e três (3) cavas para realização de ensaios penetrométricos. Em ambos os locais foram efetuadas medições do peso específico in situ e do teor de umidade do solo na época dos ensaios, além da coleta de amostras para ensaios de cisalhamento direto. Com base nos dados obtidos das previsões de capacidade de carga feitas através dos vários métodos e das comparações com resultados das provas de carga, foram discutidas as potencialidades do penetrômetro portátil para esse fim. Verificou-se, a partir dessas comparações, que a tensão de ruptura ou a tensão admissível de solos arenosos pode ser estimada a partir do penetrômetro manual com o emprego de um fator de correção. Com isso, o equipamento de penetração manual pode se constituir numa ferramenta útil para estimativa da tensão de ruptura ou admissível de solos arenosos. Finalmente, recomenda-se o aumento da base de dados penetrométricos para reforçar as conclusões obtidas.

Palavras Chave: Penetrômetro Manual, Capacidade de Carga, Fundações Superficiais em Areias.

ABSTRACT

This dissertation presents a comparative study on the applicability of the SPT, CPT, plate load test and hand static penetrometer tests (HSP) in order to estimate of the ultimate bearing capacity of soils submitted to action by shallow foundations in sandy soils. The main objective is to verify the possibility of using hand penetrometer by means of its advantages and its limitation. In the first stage of this research tests were carried in the deposit of sandy of the UFS experimental site, in the city of Aracaju, in which were made two researches using SPT-T, four CPT tests, two plate load tests and various portable static penetrometer tests in four square holes of 1,30 m of side and 0,60 m of depth. The second stage of research was carried out in the city of Cabedelo in deposit of sands, in which were made three boring SPT and three holes accomplishment of penetrometer tests. In both sites tests were made to determine natural density and moisture contents in the time tests, besides collection of samples to shear tests. Based on estimates of the ultimate bearing capacity obtained through the various methods, comparisons with results of the plate load tests, were discussed and potentialities of the hand static penetrômetro for that end. It was verified, starting from those comparisons, that the ultimate bearing capacity or allowable bearing capacity of sandy soils it can be estimated from the hand static penetrometer tests with application of a correction factor. Thus, the equipment of manual penetration can be constituted in an interesting tool for estimate of the bearing capacity of sandy soils. Finally, the increase of the databank of penetrometer tests is recommended to reinforce the obtained conclusions.

Keywords: Portable Penetrometer, Bearing Capacity, Shallow Foundations on Sand.

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 - Superfície potencial de ruptura (CINTRA et al., 2003).....	8
Figura 2.2 - Cunha de solo sob a base da sapata (CINTRA et al., 2003).....	8
Figura 2.3 - Modos de ruptura (VÉSIC, 1975): (a) ruptura geral; (b) ruptura local e (c) ruptura por punção.....	10
Figura 2.4 - Esquema dos teoremas Limites (VELLOSO e LOPES, 1996).....	12
Figura 2.5 - Solução de Davis e Booker (1973).....	14
Figura 2.6 - Fatores de capacidade de carga N_c de Matar e Salençon (1977).....	15
Figura 2.7 - Fatores de capacidade de carga N_c de Matar e Salençon (1977).....	16
Figura 2.8 - Influência do lençol freático na capacidade de carga (CAVALCANTE, 2005): (a) caso i; (b) caso ii e (c) caso iii.....	17
Figura 2.9 - (a) reação através da caixa carregada; (b) sistemas de tirantes (modificado a partir de ALONSO, 1983).....	22
Figura 2.10 - Utilização de uma viga de fundação como reação para o sistema.....	23
Figura 2.11 - Utilização de eixo de carroceria como reação para o sistema.....	23
Figura 2.12 - (a) curva tensão x recalque; (b) comportamento da curva tensão x recalque para ruptura local e geral.....	24
Figura 2.13 - Bulbo de tensões da placa e sapata em terreno estratificado (modificado a partir de VELLOSO E LOPES, 1996).....	25
Figura 2.14 - Curva tensão x deformação do ensaio de compressão triaxial em areia fofa e compacta.....	27
Figura 2.15 - Curva variação de volume x deformação do ensaio de compressão triaxial em areia fofa e compacta.....	27
Figura 2.16 - Curva tensão cisalhante x tensão normal do ensaio de compressão triaxial em areia fofa.....	28
Figura 2.17 - Aparelho manual de Barentsen (AOKI, 1973 citado por TSUHA, 2003).....	30
Figura 2.18 - Light-duty Dutch penetrometer (SANGLERAT, 1972).....	31
Figura 2.19 - Tensão de ruptura em ensaios de penetração (q_p) x capacidade de carga (σ_r) em ensaios de placa de \varnothing 80 cm, para um mesmo nível de sucção e correlações obtidas (TSUHA, 2003).....	33
Figura 2.20 - Tensão de ruptura em ensaios de penetração (q_p) x capacidade de carga (σ_r) do sistema sapata-solo, para uma mesma sucção e correlações obtidas (TSUHA, 2003).....	34
Figura 3.1 - Fluxograma adotado para o desenvolvimento da pesquisa.....	35
Figura 3.2 – Vista geral do campo experimental do DEC/UFS.....	37
Figura 3.3 - Localização geográfica de Aracaju (adaptado de BARISON et al., 1998).....	38
Figura 3.4 - Curvas granulométricas para amostra do furo SPT-T 01.....	39
Figura 3.5 – Curvas granulométricas para amostra do furo SPT-T 02.....	40
Figura 3.6 – Execução do ensaio das sondagens SPT e SPT-T.....	42
Figura 3.7 - Resultados de sondagem SPT-T – perfil geotécnico do furo SPT 01.....	43
Figura 3.8 – Resultados de sondagem SPT-T – perfil geotécnico do furo SPT 02.....	44

Figura 3.9 - Execução dos ensaios de CPT (com cone tipo Holandês) – posicionamento do equipamento	45
Figura 3.10 – Execução dos ensaios de CPT (com cone tipo Holandês) – penetração	45
Figura 3.11 - Curva da resistência q_c x profundidade, cone estático Holandês – UFS Estaca 01-CPT 01	46
Figura 3.12 - Curva da resistência q_c x profundidade, cone estático Holandês – UFS Estaca 07-CPT 02	47
Figura 3.13 - Curva da resistência q_c x profundidade, cone estático Holandês – UFS Estaca 08-CPT 03	47
Figura 3.14 - Curva da resistência q_c x profundidade, cone estático Holandês – UFS Estaca 09-CPT 04	48
Figura 3.15 - Execução do ensaio de prova de carga estática – posicionamento da viga de referência	49
Figura 3.16 - Execução do ensaio de prova de carga estática – aparelhagem do ensaio	49
Figura 3.17- Curva carga x recalque de provas de carga estática – PLT 01	50
Figura 3.18 - Curva carga x recalque de provas de carga estática – PLT 02	50
Figura 3.19 - Esquema de locação das cavas dos ensaios de penetração estática, densidade in situ, prova de carga em placa, SPT-T e CPT	51
Figura 3.20 - Curvas granulométricas para amostra do furo SPT 03	52
Figura 3.21 - Curvas granulométricas para amostra da cava 01 do Porto	53
Figura 3.22 – Curvas granulométricas para amostra da cava 02 do Porto	53
Figura 3.23 - Perfil de sondagem do furo SPT 03	54
Figura 3.24 - Perfil de sondagem do furo SPT 01 – Porto	55
Figura 3.25 – Perfil de sondagem do furo SPT 02 - Porto	56
Figura 3.26 – Orla de Cabedelo – Esquema de locação das cavas, dos ensaios de penetração estática, densidade in situ e SPT	57
Figura 3.27 - Porto de Cabedelo – Esquema de locação das cavas, dos ensaios de penetração estática, densidade in situ e SPT	57
Figura 3.28 – Penetrômetro manual utilizado	58
Figura 3.29 – Detalhe do penetrômetro manual utilizado	59
Figura 3.30 – Foto mostrando a régua colocada para melhorar as leituras de penetração	60
Figura 3.31 - Locação dos pontos de ensaios com penetrômetro no interior das cavas	61
Figura 3.32 - Posicionamento correto do aparelho na cava, posição vertical	62
Figura 3.33 – (a) e (b) Aplicação de esforço vertical pelo operador para cravar o penetrômetro estaticamente	62
Figura 3.34 - Posicionamento correto do operador para realizar a leitura no anel dinamométrico ..	63
Figura 3.35 - Procedimento de zeragem do relógio comparador para dar prosseguimento ao próximo ensaio	63
Figura 3.36 – (a) Formigueiro e (b) bolsão de formigueiro abandonado e raízes	64
Figura 3.37 – (a) Deformações horizontal no solo e (b) Esquema do espaçamento adotado	65
Figura 4.1 - Envoltória do ensaio de cisalhamento direto para amostra próxima do SPT-T 01	70

Figura 4.2 - Envoltória do ensaio de cisalhamento direto para amostra próxima do SPT-T 02	71
Figura 4.3 - N_{SPT} versus profundidade para o Campo Experimental da UFS.....	72
Figura 4.4 - N_{SPT} versus profundidade para Cabedelo.....	73
Figura 4.5 - q_c versus profundidade.....	74
Figura 4.6 - Curva tensão x recalque real e ajustada - PLT 01.....	75
Figura 4.7 - Curva tensão x recalque real e ajustada - PLT 02.....	75
Figura 4.8 - Gráfico de caixa para os valores de resistência do solo à penetração do penetrômetro	79
Figura 4.9 - Gráfico de probabilidade normal para os valores de resistência do solo à penetração do penetrômetro	79
Figura 4.10 - Gráfico de caixa para os valores de resistência do solo à penetração do penetrômetro	80
Figura 4.11 - Gráfico de probabilidade normal para os valores de resistência do solo à penetração do penetrômetro	80
Figura 4.12 – Gráfico tensão admissível de sapatas (σ_s _Placa, σ_s _M. Teóricos) versus largura da sapata (B)	88
Figura 4.13 - Gráfico das tensões admissíveis entre os métodos PLT, SPT e CPT	91
Figura 4.14 – Gráfico das tensões medidas (σ_s _Placa) com tensões estimadas (σ_s _SPT)	94
Figura 4.15 – Gráfico tensão admissível de sapatas (σ_s _Placa, σ_s _SPT) versus largura da sapata (B).....	94
Figura 4.16 – Gráfico das tensões medidas (σ_s _PLT) com tensões estimadas (σ_s _SPT e $R_{5,5}$ do penetrômetro), para o campo experimental da UFS e Cabedelo.....	99
Figura 4.17 – Gráfico das tensões medidas (σ_s _PLT) com tensões estimadas (σ_s _CPT e $R_{5,5}$ do penetrômetro)	103
Figura 4.18- Gráfico dos valores medidos (σ_r _Placa e $R_{5,5}$, R_{11} e $R_{16,5}$ do penetrômetro) versus as penetrações à 5,5 cm, 11 cm e 16,5 cm	105
Figura 4.19 – Gráfico das tensões medidas (σ_s _Placa) com tensões estimadas ($R_{5,5}$ do penetrômetro)	106
Figura 4.20 – Gráfico das tensões medidas (σ_s _Placa) com tensões estimadas (σ_s _Métodos SPT, CPT e $R_{5,5}$ do penetrômetro)	108

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 - Estimativa da tensão admissível através de método empírico (ABNT NBR 6122, 1996)	22
Tabela 2.2 - Valor médio de resistência em três profundidades diferentes (TSUHA, 2003)	32
Tabela 3.1 – Índices físicos dos CPs de cisalhamento	40
Tabela 3.2 – Resumo do cisalhamento	41
Tabela 3.3 – Resumo dos valores de resistência à penetração do cone (q_c) medidos nos ensaios de penetração estática com o cone Holandês.	46
Tabela 4.1 - Distribuição dos tamanhos das partículas do solo do Campo Experimental da UFS	68
Tabela 4.2 - Distribuição dos tamanhos das partículas do solo de Cabedelo	68
Tabela 4.3 – Valores médios de umidade e peso específico in situ do campo experimental da UFS	69
Tabela 4.4 – Valores de N_{SPT} com a profundidade	72
Tabela 4.5 – Valores de q_c com a profundidade	73
Tabela 4.6 – Valores de tensão de ruptura e de tensão admissível a partir da prova de carga	76
Tabela 4.7 – Valores de resistência do solo à penetração do penetrômetro manual	77
Tabela 4.8 – Valores de resistência do solo à penetração do penetrômetro manual	78
Tabela 4.9 – Teste t para média aplicado a amostra aleatória com 13 réplicas	81
Tabela 4.10 – Teste t para média aplicado a amostra aleatória com 5 réplicas	81
Tabela 4.11 – Teste t para média aplicado a amostra aleatória com 3 réplicas	82
Tabela 4.12 – Teste t para média aplicado a amostra aleatória com 10 réplicas	82
Tabela 4.13 – Valores de CV para os valores de resistência do solo à penetração do penetrômetro obtidos por Tsuha (2003) e da presente pesquisa	82
Tabela 4.14 – Resumo dos resultados das estimativas da capacidade de carga do solo do Campo Experimental da UFS	83
Tabela 4.15 – Resumo dos resultados das estimativas da capacidade de carga com o efeito do N.A.	84
Tabela 4.16 – Valores estimados de tensão de ruptura a partir do SPT	85
Tabela 4.17 – Valores estimados de tensão admissível a partir do SPT	85
Tabela 4.18 – Valores estimados de tensão admissível para r_{adm} de 25 mm a partir do SPT	86
Tabela 4.19 – Valores estimados de tensão de ruptura a partir do CPT	86
Tabela 4.20 – Valores estimados de tensão admissível a partir do CPT	87
Tabela 4.21 – Diferença percentual entre os valores médios de capacidade de carga obtidos com os métodos teóricos e o valor médio da tensão de ruptura das provas de carga	88
Tabela 4.22 – Diferença percentual entre os valores estimados de tensão de ruptura pelo SPT e CPT	89
Tabela 4.23 – Diferença percentual entre os valores estimados de tensão admissível pelo SPT e CPT	90

Tabela 4.24 – Diferença percentual entre os valores estimados de tensão de ruptura pelo SPT e o valor médio da tensão de ruptura obtida das provas de carga	92
Tabela 4.25 – Diferença percentual entre os valores estimados de tensão admissível pelo SPT e o valor médio da tensão admissível obtida das provas de carga	93
Tabela 4.26 – Diferença percentual entre os valores estimados de tensão admissível para um radm de 25 mm pelo SPT e o valor médio da tensão correspondente ao recalque de 25 mm na placa	95
Tabela 4.27 – Diferença percentual entre os valores médios de resistência do solo à penetração do penetrômetro para penetração de 11,0 cm e 16,5 cm, e o valor médio de tensão de ruptura estimado a partir do SPT.....	96
Tabela 4.28 – Diferença percentual entre os valores médios de resistência do solo à penetração do penetrômetro para penetração de 5,5 cm, e o valor médio de tensão admissível estimado a partir do SPT	97
Tabela 4.29 – Diferença percentual entre os valores estimados de tensão de ruptura obtida do CPT e o valor médio da tensão de ruptura obtida das provas de carga.....	100
Tabela 4.30 – Diferença percentual entre os valores estimados de tensão admissível obtida do CPT e o valor médio da tensão admissível obtida das provas de carga	100
Tabela 4.31 – Diferença percentual entre os valores médios de resistência do solo à penetração do penetrômetro para penetração de 11,0 cm e 16,5 cm, e o valor médio de tensão de ruptura estimada a partir dos ensaios de CPT	101
Tabela 4.32 – Diferença percentual entre os valores médios de resistência do solo à penetração do penetrômetro para penetração de 5,5 cm, e o valor médio de tensão admissível estimado a partir dos ensaios de CPT.....	102
Tabela 4.33 – Diferença percentual entre os valores médios de resistência do solo à penetração do penetrômetro para penetração de 11,0 cm e 16,5 cm, e o valor médio da tensão de ruptura das provas de carga	104
Tabela 4.34 – Diferença percentual entre os valores médios de resistência do solo à penetração do penetrômetro para penetração de 5,5 cm, e o valor médio da tensão admissível das provas de carga	106

LISTA DE ABREVIATURAS E SÍMBOLOS

ABGE	Associação Brasileira de Geologia de Engenharia
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials
CESP	Companhia Energética de São Paulo
CPT	Cone Penetration Test
DEC	Departamento de Engenharia Civil
DNIT	Departamento Nacional de Infra-Estrutura e Transporte
IBGE	Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística
ME	Método de Ensaio
SPT	Standard Penetration Test
SUCS	Sistema Único de Classificação de Solos
UFBA	Universidade Federal da Bahia
UFPE	Universidade Federal de Pernambuco
UFS	Universidade Federal de Sergipe

SUMÁRIO

CAPÍTULO 1	1
1 - INTRODUÇÃO	1
1.1 - OBJETIVOS	3
1.1.1 - Geral	3
1.1.2 - Específicos.....	3
1.2 - ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO	4
CAPÍTULO 2	5
2 - REVISÃO DA LITERATURA	5
2.1 - CONSIDERAÇÕES INICIAIS	5
2.2 - CAPACIDADE DE CARGA DE FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS	6
2.2.1 - Métodos teóricos	7
2.2.2 - Influência do N.A. em areias	16
2.2.3 - Estimativa da capacidade de carga de fundações superficiais a partir de ensaios de campo	18
2.2.4 - Métodos baseados no SPT	18
2.2.5 - Métodos baseados no CPT	20
2.2.6 - Método empírico para estimativa da tensão admissível	21
2.2.7 - Método de estimativa da capacidade de carga através da realização de prova de carga em placa.....	22
2.3 - SOLOS ARENOSOS	26
2.3.1 - Introdução	26
2.4 - PENETRÔMETROS	29
2.4.1 - Generalidades	29
2.4.2 - Aplicação do Penetrômetro Estático Manual	32
CAPÍTULO 3	35
3 - MATERIAIS E MÉTODOS	35
3.1 - LOCAIS DA PESQUISA	36
3.1.1 - Considerações iniciais.....	36
3.1.2 - Primeira campanha de ensaios: Campo experimental da UFS – Breve histórico	36
3.1.2.1 - Caracterização geotécnica do campo experimental: Aspectos geológicos da área.....	37
3.1.2.2 - Caracterização geotécnica do campo experimental: Ensaios de laboratório.....	38
3.1.2.3 - Caracterização geotécnica do campo experimental: Ensaios de campo	41
3.1.2.4 - Ensaios com Penetrômetro Manual	50
3.1.3 - Segunda campanha de ensaios: Cabedelo	52
3.1.3.1 - Caracterização geotécnica: Ensaios de laboratório.....	52

3.1.3.2 - Caracterização geotécnica: Ensaios de campo.....	53
3.1.3.3 - Ensaios com Penetrômetro Manual.....	57
3.2 - PENETRÔMETRO MANUAL UTILIZADO NA PESQUISA	58
3.2.1 - Adaptação	59
3.2.2 - Procedimentos de realização dos ensaios penetrométricos manuais	60
3.3 - DIFICULDADES ENCONTRADAS	64
3.4 - ANÁLISE ESTATÍSTICA DOS RESULTADOS	65
CAPÍTULO 4	67
4 - APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS	67
4.1 - CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA.....	67
4.1.1 - Granulometria do solo	67
4.1.2 - Condições de umidade do solo e densidade do solo in situ.....	69
4.1.3 - Classificação dos solos nos locais da pesquisa.....	69
4.1.3.1 - Campo experimental da UFS	69
4.1.3.2 - Cabedelo.....	70
4.1.4 - Parâmetros de resistência.....	70
4.1.5 - Sondagens com SPT	71
4.1.6 - Ensaios com cone elétrico – CPT	73
4.1.7 - Prova de carga sobre placa (PLT).....	74
4.2 - ENSAIOS COM PENETRÔMETRO ESTÁTICO MANUAL	76
4.3 - ANÁLISE ESTATÍSTICA DOS RESULTADOS	79
4.4 - COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS OBTIDOS	82
4.4.1 - Comparações dos valores de σ_r entre métodos teóricos e prova de carga – Campo experimental da UFS	87
4.4.2 - Análise das estimativas de σ_r e σ_s feitas com SPT e CPT – Campo experimental da UFS.....	89
4.4.3 - Comparação dos valores de σ_r e σ_s obtidos a partir do SPT e das provas de carga – Campo experimental da UFS	91
4.4.4 - Comparações entre σ_r e σ_s obtidas a partir do Penetrômetro Manual e do SPT	95
4.4.5 - Comparação dos valores de σ_r e σ_s obtidos do CPT e das provas de carga – Campo experimental da UFS	100
4.4.6 - Comparações dos valores de σ_r e σ_s entre os dados do Penetrômetro Manual e do CPT – Campo experimental da UFS	101
4.4.7 - Comparações dos valores de σ_r e σ_s obtidos do Penetrômetro Manual e das provas de carga – Campo experimental da UFS	103
4.4.8 - Comparações dos valores de σ_s entre métodos SPT, CPT, Penetrômetro e prova de carga	107
4.5 - CONSIDERAÇÕES FINAIS	108
CAPÍTULO 5	110
5 - CONCLUSÕES E SUGESTÕES.....	110

5.1 - CONCLUSÕES	110
5.2 - SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS	113
6 - REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	114
A P Ê N D I C E	119
A N E X O S.....	124

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

Um bom entendimento do comportamento dos solos, tanto do ponto de vista prático (experiência profissional) quanto do teórico, se constitui em condição fundamental para a interpretação de dados dos solos e, com isso, elaborar projetos geotécnicos seguros e econômicos.

Contudo, na prática da engenharia de fundações, há um número considerável de projetos realizados por pequenos construtores, salvo poucas exceções, desprovidos de investigações geotécnicas. Isso se dá possivelmente devido à insuficiência de corpo técnico especializado, conivência do responsável técnico ou até mesmo negligência. Basta saber que, a determinação da capacidade de carga de solos submetidos à ação de fundações superficiais de edifícios de pequeno porte, não é realizada por alguns construtores, ou seja, o dimensionamento da estrutura da fundação é feito empiricamente, ou, no caso de ser determinada a capacidade de carga, é em grande parte, restrita a resultados de sondagens, às vezes de um terreno vizinho. Geralmente a justificativa apresentada é o baixo custo da edificação e a pequena solicitação imposta ao solo. Este aspecto impõe a necessidade de se dispor de técnicas de investigações geotécnicas mais simples, rápidas e econômicas, para estimar a capacidade de carga em projetos de fundações superficiais.

A estimativa da capacidade de carga de fundações superficiais pode ser feita, de acordo com a literatura disponível, com aplicação de equações teóricas, que utilizam, basicamente, parâmetros de resistência do solo (ângulo de atrito interno, coesão), por métodos semi-empíricos, com a utilização de resultados de ensaios *in situ* e com resultados de prova de carga. Além dos métodos citados acima para a estimativa da capacidade de carga do sistema solo-fundação, a ABNT NBR 6122 (1996) menciona um outro que permite a previsão com base apenas na descrição do solo (classificação e determinação da capacidade ou consistência através de investigações de campo e/ou laboratoriais), denominado método empírico.

Dos métodos citados anteriormente para previsão da capacidade de carga das fundações, o mais limitado é o método empírico, por se tratar de uma forma extremamente simplificada de estimativa da tensão admissível de uma fundação superficial. O método que parece ser o mais confiável para a obtenção da capacidade de carga ou da tensão admissível de uma fundação superficial é o que se baseia

no resultado de uma prova de carga sobre placa. Entretanto, também padece de algumas limitações, em razão do fator escala, ou seja, da relação entre as dimensões, em planta, da placa e da fundação, o qual exige certo cuidado na interpretação quando da análise de seus resultados em depósitos de solos estratificados.

Esta diversidade de métodos pode gerar alguma confusão aos profissionais menos experientes, por não saber ao certo qual o mais confiável. Certamente para a escolha do método mais adequado a um determinado local aonde se projeta, conta muito a experiência adquirida com os solos e o desempenho de obras com concepções de fundações semelhantes. Além disso, em nenhum dos casos se deve abrir mão de uma boa investigação geotécnica.

O estudo de novas técnicas para se prever a capacidade de carga do sistema sapata-solo exerce também função importante na estimativa de parâmetros de deformação (módulo de elasticidade do solo E , etc.) e resistência do solo (resistência não drenada do solo S_u , etc). Isso fomenta a obtenção de parâmetros de solo por ensaios de campo ao invés dos ensaios de laboratório. A determinação desses parâmetros em laboratório tem a vantagem de possibilitar a definição de condições de contorno e controle das condições de drenagem, por exemplo. Entretanto, a dificuldade de coletar amostras indeformadas de boa qualidade de areias e argilas é sempre um obstáculo. Com isso, entram em ação os ensaios in situ, que têm a vantagem de investigar o solo em sua condição natural, podendo ser em alguns casos, até mais econômicos e mais rápidos do que os ensaios de laboratório realizados com a mesma finalidade.

O SPT (Standard Penetration Test) e o CPT (Cone Penetration Test) são ensaios de campo que fornecem parâmetros geotécnicos (N_{SPT, q_c} , etc.) comumente usados em métodos semi-empíricos para determinação da capacidade de carga de fundações superficiais e profundas, sendo o SPT o mais empregado no Brasil e na maioria dos países do mundo, desde meados da década de 50, quando se deu a sua primeira normalização nos Estados Unidos (CAVALCANTE, 2002).

O SPT tem como principais vantagens a simplicidade, a rapidez da execução e o custo relativamente baixo. Além disso, com as informações do ensaio se pode fazer o traçado do perfil geotécnico do subsolo e obter estimativas da resistência das camadas atravessadas. Entretanto, mesmo com todas essas vantagens, para se realizar o SPT é necessário dispor de um aparato logístico e de aparelhagem que talvez não seja viável economicamente para obras de pequeno porte, como a construção de uma residência unifamiliar, por exemplo.

Diante do exposto, existe a necessidade de estudar e pesquisar maneiras simples de estimativa de valores de capacidade de carga ou tensão admissível para fundações superficiais, através de equipamentos de fácil manuseio e que exija o mínimo de logística, tornando possível a elaboração de projetos de fundações para essas pequenas edificações com mais controle, melhores resultados, e,

portanto, mais econômicos e seguros. Neste caso, tem-se como alternativa o penetrômetro estático manual (PEM), que é um equipamento facilmente disponível no mercado, a um custo bastante acessível.

Um ponto de partida importante para ser usado nas investigações de novos métodos de previsão da capacidade de carga de fundações é a comparação de resultados do método proposto com resultados obtidos através de métodos com larga experiência de aplicação no meio técnico, a exemplo dos citados anteriormente, como aqueles baseados no SPT e em provas de carga.

1.1 - OBJETIVOS

1.1.1 - Geral

Comparar resultados de ensaios de campo tradicionais, tais como o SPT, CPT e a prova de carga sobre placas com os resultados do ensaio de penetrômetro estático manual, com ênfase à determinação da capacidade de carga e/ou da tensão admissível de solos arenosos, submetidos à ação de fundações superficiais.

1.1.2 - Específicos

Obter subsídios para a determinação da capacidade de carga e/ou da tensão admissível de solos arenosos submetidos à ação de fundações superficiais com base em ensaios de campo.

Aplicar o penetrômetro estático manual como ferramenta ao dimensionamento de fundações superficiais, principalmente para obras de pequeno porte.

Comparar resultados do penetrômetro estático manual com resultados do SPT, CPT e de prova de carga sobre placas.

Verificar a viabilidade do uso do penetrômetro estático manual na determinação de capacidade de carga e tensão admissível de solos arenosos submetidos à ação de fundação superficial, como alternativa ao SPT e CPT.

Contribuir na formação de um banco de dados (resistência à penetração obtida com o penetrômetro estático), de forma a introduzir e estimular novas pesquisas com o equipamento investigado, bem como outros de versatilidade semelhante.

1.2 - ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

Esta dissertação está organizada em um volume, estruturada da seguinte forma:

No Capítulo 1 constam a Introdução, os Objetivos a serem alcançados e um breve panorama do que será tratado em detalhes ao longo do texto. Esse capítulo tem a intenção de dar visibilidade ao trabalho, colocando de forma sucinta os motivos e as justificativas que proporcionaram a execução da pesquisa.

O Capítulo 2 é dedicado à Revisão da Literatura. Nele são discutidos e descritos assuntos relacionados à: capacidade de carga de fundações superficiais, métodos de estimativa da capacidade de carga a partir de ensaios de campo, o penetrômetro utilizado na pesquisa e suas aplicações em fundações superficiais.

No Capítulo 3 constam os Materiais e Métodos – são relatados aspectos considerados importantes sobre os procedimentos dos ensaios e a metodologia adotada na pesquisa.

O Capítulo 4 é dedicado ao item Apresentação e discussão dos Resultados, aonde são apresentados e analisados, à luz da literatura disponível, os resultados obtidos durante a fase experimental.

O Capítulo 5 trata de expor as principais Conclusões obtidas da pesquisa, bem como as Recomendações ou sugestões para que futuras pesquisas possam ser desenvolvidas sobre o tema em pauta.

Por fim, estão incluídas as Referências Bibliográficas utilizadas, os apêndices e os anexos, onde constam as planilhas, os gráficos, as tabelas resultantes dos ensaios realizados, e o certificado de calibração do anel dinamométrico do equipamento.

CAPÍTULO 2

REVISÃO DA LITERATURA

1.3 - CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Os projetistas de fundações sempre têm que enfrentar a tarefa de escolher o tipo mais adequado de fundação para uma estrutura específica para determinar a capacidade de carga do solo que lhe serve de suporte. Durante séculos, foram construídas importantes obras de arte, tais como catedrais, pontes, viadutos, canais, etc., usando métodos empíricos aproximados, a maioria com êxito. Porém, fracassos eram numerosos e às vezes catastróficos, o que acontece até nos dias atuais (SANGLERAT, 1972).

No decorrer dos tempos, chegando até à época atual, a atividade da construção civil tem se destacado no cenário econômico com um grande volume de produção. Isto veio influenciar a taxa de ocupação nos grandes centros, gerando uma ocupação desordenada nas periferias ou em áreas de mangues das grandes cidades. Tais áreas hoje são disputadas por empresas de construção civil por serem disponíveis e principalmente por ter baixo custo. Segundo Sanglerat (1972) essa tendência de se construir em áreas de solo pobre junto à rapidez de execução das construções estimulou engenheiros do mundo inteiro a continuar o desenvolvimento da ciência de Karl Terzaghi. Então, a partir do desenvolvimento da mecânica dos solos, hoje, existem diversos estudos sobre métodos que envolvem parâmetros do solo que vem contribuir para viabilizar o projeto e a execução de obras de engenharia civil nos mais diversos tipos de solos.

Um estudo de grande importância, dentro da geotecnia, trata da determinação ou estimativa da capacidade de carga das fundações. É um estudo fundamental para definir o tipo de fundação mais adequado, bem como para garantir ao engenheiro que o sistema solo-estrutura projetado não sofra ruptura e não experimente deformações inadmissíveis pela edificação. Contudo, é necessário que se proceda com cuidado em todas as fases (elaboração, execução e controle) de um projeto de fundações.

As fundações são convencionalmente separadas em dois (2) grandes grupos: fundações superficiais (direta ou rasa) e fundações profundas. Fundação superficial, rasa ou direta é um elemento de fundação em que a carga é transmitida ao terreno, predominantemente pelas tensões distribuídas sob a base da fundação, e em que a profundidade de assentamento em relação ao terreno adjacente é

inferior a duas vezes a menor dimensão da fundação. Incluem-se neste tipo de fundação as sapatas, os blocos, os radier, as sapatas associadas, as vigas de fundação e as sapatas corridas. Fundação profunda é um elemento de fundação que transmite a carga ao terreno pela base (resistência de ponta), por sua superfície lateral (resistência de fuste) ou por uma combinação das duas, e que está assente em profundidade superior ao dobro de sua menor dimensão em planta, e no mínimo 3 m, salvo justificativa. Neste tipo de fundação incluem-se as estacas, os tubulões e os caixões. (ABNT NBR 6122, 1996).

1.4 - CAPACIDADE DE CARGA DE FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS

Para se projetar uma fundação superficial é necessário que seja determinada ou estimada a capacidade de carga do solo que lhe vai servir de suporte, ter conhecimento do tipo de solo e sua formação geológica, ou seja, analisar a tensão admissível do mesmo no local onde se deseja assentar a fundação. A ABNT NBR 6122 (1996), admite duas filosofias para o projeto geotécnico de fundações diretas, empregando-se: i) o conceito de tensão admissível; ii) o conceito de fatores de segurança parciais.

A primeira filosofia utiliza o conceito de fator de segurança global e é a preferida da prática brasileira de projetos geotécnicos. Na determinação da tensão admissível é utilizado um fator de segurança global à ruptura e outro, à deformação excessiva. O que explica sua ampla utilização é a facilidade de compreensão e aplicação, porém o fator de segurança global mistura segurança com incerteza quanto à resistência e à deformabilidade do solo, impossibilitando a quantificação da segurança (CINTRA et al., 2003).

A segunda filosofia consiste nas análises dos estados-limite últimos (ruptura) e dos estados-limite de serviço (deformações), e é mais utilizada pela engenharia de estruturas no Brasil. Trata-se de uma filosofia semiprobabilística e, portanto, mais racional que a filosofia das tensões admissíveis, mas também não permite a quantificação da segurança (CINTRA et al., 2003).

A tensão admissível, segundo a ABNT NBR 6122 (1996), é aquela que aplicada por uma fundação ao terreno, provoca apenas recalques que a construção possa suportar sem inconvenientes e oferece, simultaneamente, segurança satisfatória contra ruptura ou deformação do solo ou do elemento estrutural de fundação.

Neste sentido, o termo capacidade de carga ou tensão de ruptura de um solo é considerado por Caputo (1983) como sendo a tensão que aplicada ao solo causa a sua ruptura.

Tensão de ruptura ou capacidade de carga é a tensão ou carga limite, a partir da qual a fundação provoca a ruptura do terreno (BEZERRA, 1990).

A ABNT NBR 6122 (1996) define capacidade de carga em termos de tensão admissível como sendo a tensão que aplicada por uma fundação superficial ao terreno, provoque apenas recalques que a construção possa suportar sem inconvenientes e ofereça, simultaneamente, segurança satisfatória contra a ruptura ou o escoamento do solo ou do elemento estrutural de fundação.

De acordo com Cintra et al. (2003), dada uma sapata suficientemente resistente, a capacidade de carga do sistema sapata-solo será a tensão que provoca a ruptura do maciço de solo em que a sapata está apoiada (ou embutida).

Tendo em vista as definições apresentadas, o autor defende a hipótese de que a tensão que causa a ruptura de um solo se dá em um sistema interativo entre um elemento estrutural de fundação e o solo em que este se apóia, configurando assim, a capacidade de carga do sistema ou conjunto fundação-solo.

São quatro os métodos empregados para a determinação ou previsão da capacidade de carga de fundações superficiais. Os métodos variam nas considerações admitidas, seja pelas condições de cada caso particular, por exemplo: consideração de fatores de forma das fundações, parâmetros do solo (coesão, ângulo de atrito, etc.), forma como está apoiada a fundação no terreno, etc.; seja pela geometria da superfície de ruptura; seja pelos critérios de limitação de recalque da estrutura conforme ABNT NBR 6122 (1996), entre outros.

A maioria dos trabalhos técnicos realizados utilizam os métodos teóricos para prever a capacidade de carga, empregando-se parâmetros de laboratório (GOUVÊA, 2000). Entretanto, sabe-se que, na prática atual, os profissionais geotécnicos utilizam muito mais os métodos semi-empíricos para estimar a capacidade de carga, pois destes resultam tensões de rupturas mais próximas da real.

A capacidade de carga de uma fundação superficial pode ser determinada por métodos teóricos, semi-empíricos, empíricos ou experimentalmente, através de prova de carga. A seguir são discutidas as diversas formas de estimativa da capacidade de carga de fundações superficiais.

1.4.1 - Métodos teóricos

Cintra et al. (2003) expõe a teoria da capacidade de carga de Terzaghi (1943) da seguinte forma:

Dada a **Figura 2.1**, na qual a superfície potencial de ruptura ORST é composta pelos trechos retos OR e ST e por uma espiral logarítmica no trecho intermediário RS, formando três zonas distintas (I, II e III). Os segmentos de reta O'S e ST são inclinados de $45^\circ - \phi/2$ em relação a horizontal, enquanto OR e O'R formam um ângulo α com a base da sapata, variando entre ϕ e $45^\circ + \phi/2$. Na iminência de ruptura, quando a sapata transmite a tensão σ_r ao solo, examine-se a cunha de solo I, com peso próprio W. Nas

suas faces OR e O'R, atuam o empuxo passivo E_p e as forças de coesão C_a , conforme esquematizado na **Figura 2.2**, para o caso particular de $\alpha = \phi$.

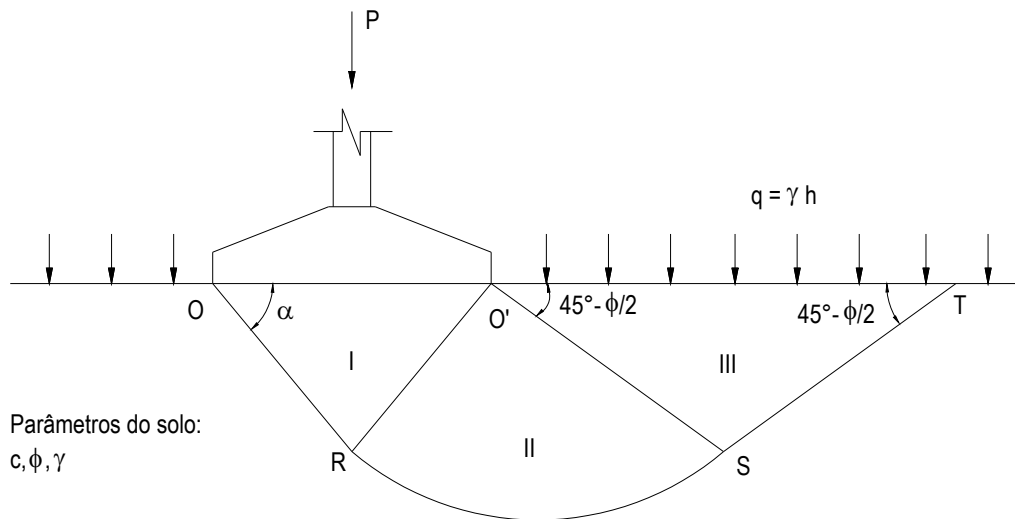


Figura 0.1 - Superfície potencial de ruptura (CINTRA et al., 2003)

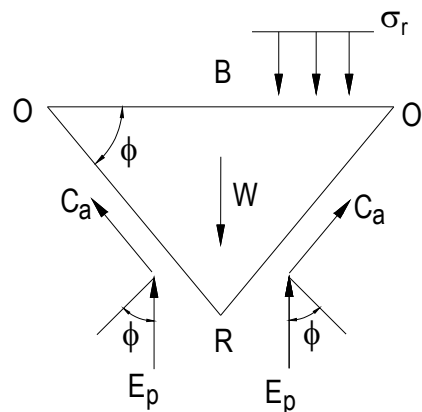


Figura 0.2 - Cunha de solo sob a base da sapata (CINTRA et al., 2003)

Do equilíbrio das forças verticais, para uma cunha de solo de comprimento unitário, tem-se:

$$\sigma_r B + W - 2 E_p - 2 C_a \sin \phi = 0 \quad [1]$$

com,

$$C_a = c \frac{B/2}{\cos \phi} \quad [2]$$

$$W = \frac{\gamma}{4} B^2 \operatorname{tg} \phi \quad [3]$$

em que:

c é a coesão do solo

ϕ é o ângulo de atrito interno do solo

γ é o peso específico efetivo ou submerso do solo ($\gamma = \gamma_{\text{sat}} - \gamma_{\text{água}}$)

Reescrevendo a equação (1) tem-se:

$$\sigma_r = 2 \frac{E_p}{B} + c \operatorname{tg} \phi - \frac{\gamma}{4} B \operatorname{tg} \phi \quad [4]$$

A equação [4] é solução geral do problema, desde que E_p seja conhecido.

Com base em evidências experimentais, Terzaghi (1943) deduziu a seguinte expressão para a capacidade de carga de sapatas corridas:

$$\sigma_r = c N_c + q N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \quad (\text{sapata corrida}) \quad [5]$$

em que,

D é o diâmetro da sapata

B é o lado da sapata

N_c , N_q e N_γ são fatores de capacidade de carga, em função do ângulo de atrito

A partir do caso geral acima, Terzaghi (1943) deduziu duas outras expressões para estimar a capacidade de carga em solos compactos ou rijos; de ruptura generalizada:

$$\sigma_r = 1,3 c N_c + q N_q + 0,3 \gamma B N_\gamma \quad (\text{sapata circular}) \quad [6]$$

$$\sigma_r = 1,3 c N_c + q N_q + 0,4 \gamma B N_\gamma \quad (\text{sapata quadrada}) \quad [7]$$

Nota-se a partir das expressões acima que a diferença fica por conta do fator de forma que está relacionado a geometria da sapata.

Segundo Vésic (1975) citado por Cintra et al. (2003), admite-se três modos de ruptura pelos quais pode estar submetido um maciço de solo sob um elemento isolado de fundação: (i) ruptura geral, (ii) ruptura local e (iii) ruptura por punção, conforme mostrado na **Figura 2.3** (a, b e c). No caso (i)

verifica-se uma superfície de deslizamento que vai de um bordo da base da fundação à superfície do terreno bem como uma ruptura repentina com boa definição da carga; (ii) este não apresenta carga de ruptura nítida e a superfície de deslizamento é claramente definida sob a base do elemento de fundação podendo, a depender do deslocamento vertical, atingir a superfície; em (iii) praticamente não se tem levantamento da superfície do terreno e as superfícies de ruptura não são de fácil observação como nos casos anteriores.

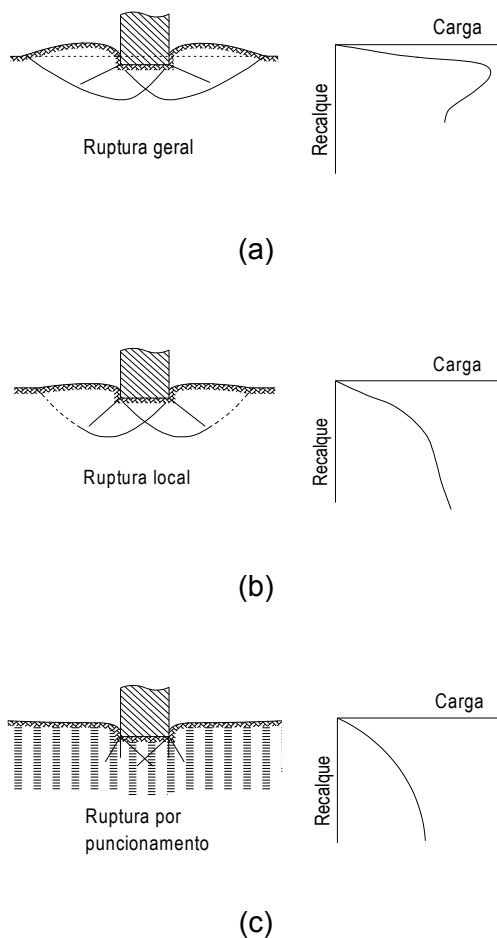


Figura 0.3 - Modos de ruptura (VÉSIC, 1975): (a) ruptura geral; (b) ruptura local e (c) ruptura por puncionamento

Vésic (1975) citado por Cintra et al. (2003) sugere que na equação geral de Terzaghi (1943) sejam utilizados o fator de capacidade de carga N_γ de Caquot e Kérisel (1953) e os fatores de forma de De Beer (1970) produzindo a seguinte expressão:

$$\sigma_r = c N_c S_c + q N_q S_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma S_\gamma$$

[8]

onde,

S_c , S_q e S_γ são fatores de forma

Hansen (1970) citado por Cintra et al. (2003) incluiu na fórmula de capacidade de carga os chamados fatores de profundidade (d_c , d_q e d_γ) bem como analisou o caso de carga inclinada, quantificando a redução da capacidade de carga por meio de fatores de inclinação da carga (i_c , i_q e i_γ).

Dessa forma tem-se:

$$\sigma_r = c N_c S_c d_c i_c + q N_q S_q d_q i_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma S_\gamma d_\gamma i_\gamma \quad [9]$$

Os fatores de capacidade de carga, de forma, de profundidade e de inclinação da carga podem ser obtidos em Bowles (1988) ou Velloso e Lopes (1996), por exemplo.

Meyerhof (1951) citado por Velloso e Lopes (1996) assim como Terzaghi (1943), resolve o problema em duas etapas: (i) na primeira etapa, utiliza os trabalhos de Prandtl (1920) e Reissner (1924) para um material sem peso; (ii) na segunda etapa, utiliza um trabalho de Ohde (1938) para levar em consideração o peso do solo.

A expressão é (para uma fundação corrida):

$$\sigma_r = c N_c + q N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \quad [10]$$

onde devem ser utilizados os fatores de capacidade de Meyerhof.

Segundo Cintra et al. (2003), o método de Skempton (1951) é específico para o caso de argilas saturadas na condição não-drenada ($\Phi = \Phi_u = 0$). Neste caso particular ($N_q = 1$ e $N_\gamma = 0$), a equação da capacidade de carga de Terzaghi (1943) é simplificada para:

$$\sigma_r = c N_c S_c + q \quad [11]$$

em que,

$c = C_u =$ coesão não-drenada da argila.

$S_c = 1$ (para sapatas corridas)

$N_c =$ fator de capacidade de carga de Skempton (1951).

Chen (1975) citado por Velloso e Lopes (1996) apresenta o método da análise limite da seguinte forma:

Teorema do limite inferior: “As cargas determinadas a partir de tensões que satisfaçam às equações de equilíbrio e às condições de fronteira em tensões e não violem a condição de escoamento (ruptura) em nenhum ponto, não são maiores que as cargas reais de colapso”.

Teorema do limite superior: “As cargas que forem determinadas, igualando a potência de dissipação externa à potência de dissipação interna em um dado mecanismo de deformação que satisfaça as condições de fronteira em termos de velocidade e as condições de compatibilidade entre deformações e velocidades, não são menores que as cargas de colapso”.

Os dois teoremas permitem estimar cargas de ruptura que se aproximem da carga de ruptura real, conforme mostrado na **Figura 2.4**.

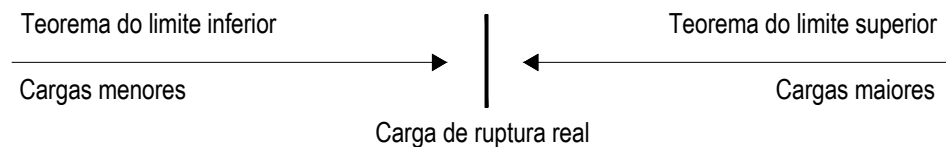


Figura 0.4 - Esquema dos teoremas Limites (VELLOSO e LOPES, 1996)

Limite superior para capacidade de carga de sapata corrida com $\Phi = 0$:

$$\sigma_r = 6,14c + c \frac{H}{B} + \gamma H \quad [12]$$

onde,

B é a base da sapata

γ é o peso específico do solo

H é a profundidade da base da fundação.

Limite inferior sob as mesmas condições:

$$\sigma_r = 4c + \gamma H \quad [13]$$

Tschebotarioff (1958) analisando os estudos de Guthlac Wilson (1941), chegou à seguinte expressão para o cálculo aproximado da capacidade de carga de uma sapata em um solo de coesão “c”:

$$\sigma_r = 5,52c \left(1 + 0,38 \frac{h}{b} + 0,44 \frac{b}{L} \right) \quad [14]$$

onde,

b é a largura da sapata

L é o comprimento da sapata

h é a profundidade da sapata.

Housel (1929) citado por Caputo (1983) desenvolveu um método semi-empírico baseado nos resultados de provas de carga, permitindo determinar a carga total sobre uma fundação, de tal maneira que não seja ultrapassado um recalque máximo admissível. O autor parte da hipótese de que a resistência do solo provém da soma de dois termos: i) um correspondente à sua resistência à compressão sob a área da placa e, ii) outro, decorre da resistência ao cisalhamento do solo ao longo do perímetro da placa. Assim, tem-se:

$$\sigma_r = Ap = An + Pm \quad [15]$$

onde,

A é a área da placa

p é a carga sobre a fundação

n é um fator de resistência (função da área)

m é um fator de resistência (função do perímetro)

P é o perímetro da placa.

Davis e Booker (1973) citados por Velloso e Lopes (1996), apresentam uma solução para o caso de argilas com resistências linearmente crescentes com a profundidade - condições não-homogêneas do solo, onde a capacidade de carga é dada por:

$$\sigma_r = F \left(5,14c_o + \delta c \frac{B}{4} \right) \quad [16]$$

sendo:

c_0 - a coesão da argila no nível da base da fundação

δc - o acréscimo da coesão por unidade de profundidade

F – obtido do ábaco da **Figura 2.5**.

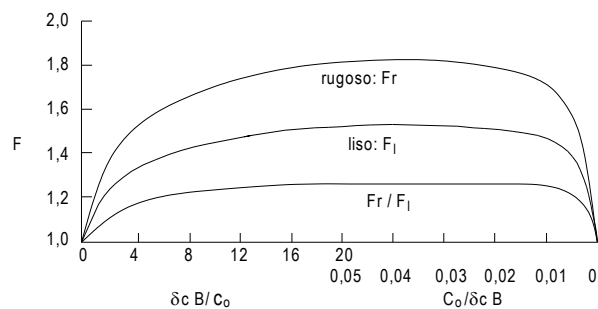


Figura 0.5 - Solução de Davis e Booker (1973)

Segundo Meyerhof (1974) citado por Velloso e Lopes (1996), a capacidade de carga em que se tem camada granular resistente sobrejacente a camada mole – condições heterogêneas do solo por estratificação, deve ser calculada por duas expressões:

$$\sigma_r = \gamma D N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \quad [17]$$

sendo,

D - a profundidade de assentamento da fundação

e Hana e Meyerhof (1980) citado por Velloso e Lopes (1996):

$$\sigma_r = c N_c + \gamma Y^2 \left(1 + \frac{2H}{Y} \right) K_s \frac{\text{tg}\phi}{B} - \gamma Y \quad [18]$$

onde,

Y é a altura da camada granular compreendida entre a base da fundação e a camada mole

K_s é o coeficiente de empuxo na punção e pode ser obtido com:

$$K_s = K_p \frac{\text{tg}\delta}{\text{tg}\phi} \quad [19]$$

com,

K_p = coeficiente de empuxo passivo

δ = ângulo de atrito mobilizado na superfície do punção

Segundo Matar e Salençon (1977) citado por Velloso e Lopes (1996), a capacidade de carga de uma sapata corrida de largura B , apoiada numa camada de argila de espessura H , com coesão constante e espessura limitada, é dada pela seguinte equação:

$$\sigma_r = c N'c + q \quad [20]$$

em que,

$N'c$ = fator de capacidade de carga, dado na **Figura 2.6**.

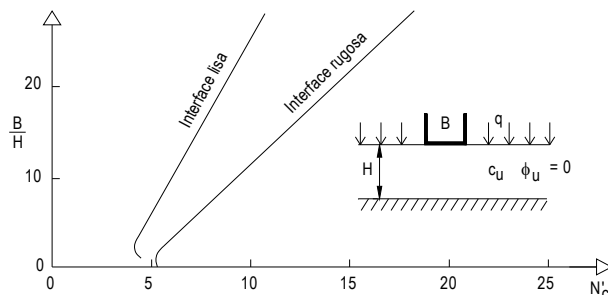


Figura 0.6 - Fatores de capacidade de carga $N'c$ de Matar e Salençon (1977)

Camada de argila com coesão variável linearmente com a profundidade. Nesse caso a capacidade de carga é:

$$\sigma_r = \mu c c_o \left(N'c + \frac{1}{4} \frac{\delta c B}{c_o} \right) + q \quad [21]$$

onde,

$N'c$ e μc são tirados do gráfico da **Figura 2.7**.

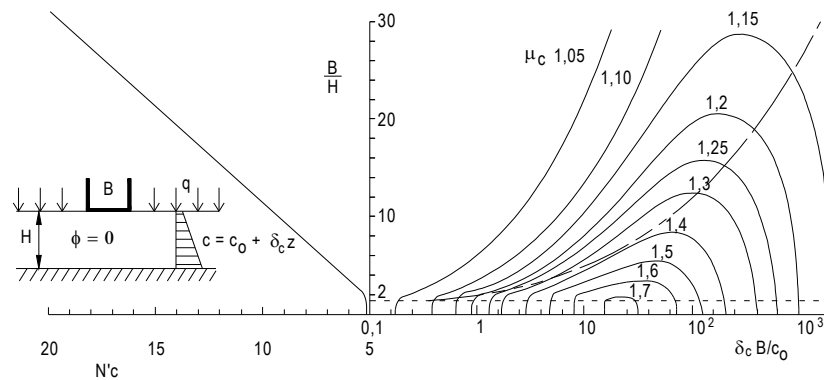


Figura 0.7 - Fatores de capacidade de carga $N'c$ de Matar e Salençon (1977)

1.4.2 - Influência do N.A. em areias

É de fundamental importância incorporar na equação de capacidade de fundações superficiais a influência da posição do N.A. no interior do solo de fundação, uma vez que esse pode influenciar no valor da capacidade de carga previsto.

Analisando a equação proposta por Cintra et al. (2003), para sapatas quadradas assentes sobre superfície de solo arenoso, vem:

$$\sigma_r = 0,40\gamma BN\gamma \quad [22]$$

em que:

γ é o peso específico efetivo do solo

B é a largura da sapata

$N\gamma$ é o fator de capacidade referente ao peso do solo.

Verifica-se que a capacidade de carga é diretamente proporcional ao peso específico efetivo do solo.

Segundo Cintra et al. (2003), se o N.A. subir do limite inferior do bulbo de tensões até a base da sapata, o peso específico no interior do bulbo será reduzido em praticamente 50%. Logo, para uma sapata apoiada em uma areia saturada, a capacidade de carga é praticamente a metade do valor correspondente ao caso da mesma areia na condição não-saturada. Dizem ainda que para posições intermediárias do N.A. no interior do bulbo tensões, a redução da capacidade de carga situa-se entre zero e 50%.

Outro estudo sobre a influência do lençol freático é descrito em Cavalcante (2005), onde, a partir da fórmula de capacidade de carga de Terzaghi (1943), mostra que a posição do N.A. afeta o valor de γ presente nos dois termos:

$$\sigma_r = c N_c + \gamma H N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \quad [23]$$

1° termo: $\gamma H N_q$

2° termo: $\frac{1}{2} \gamma B N_\gamma$

Fazendo-se o estudo de três casos distintos (**Figura 2.8**), têm-se:

O N.A. está entre o nível do terreno e a base da fundação ($h \leq H$), onde $h = H_w$ (profundidade do N.A.);

O N.A. está entre a base da fundação (H) e o limite da superfície de ruptura ($H < H_w \leq H + B$);

O N.A. está abaixo do limite da superfície de ruptura ($H_w > H + B$).

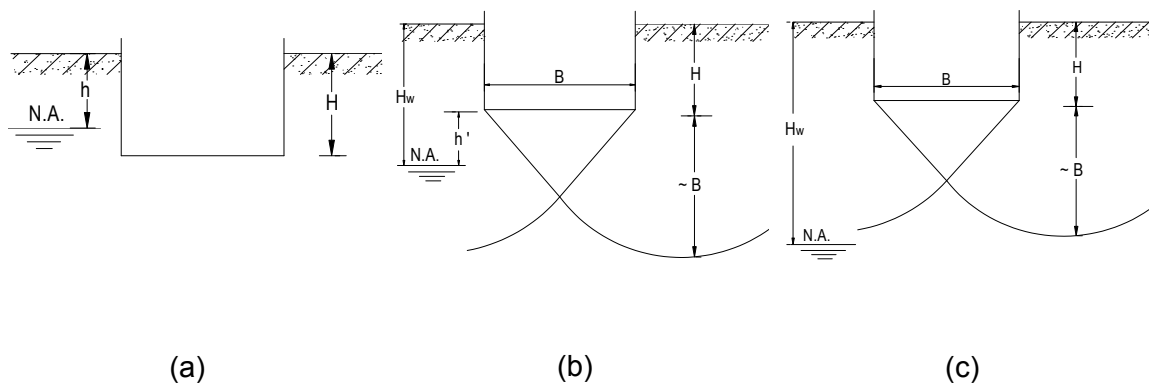


Figura 0.8 - Influência do lençol freático na capacidade de carga (CAVALCANTE, 2005): (a) caso i; (b) caso ii e (c) caso iii

Procedimentos de correção para cada caso:

<p>Caso (i):</p> $\gamma' = \gamma_{\text{SUB}} = \gamma_{\text{SAT}} - \gamma_{\text{água}}$	<p>Caso (ii):</p> $\gamma' = \gamma_{\text{SAT}} - \gamma_{\text{água}} \left[1 - \left(\frac{H_w - H}{B} \right) \right]$	<p>Caso (iii):</p> $\gamma' = \gamma_{\text{nat}}$
---	--	--

em que:

γ' = peso específico do solo corrigido pelo efeito do N.A

γ_{sat} = peso específico do solo saturado

γ_{sub} = peso específico do solo submerso

$\gamma_{\text{água}}$ = peso específico da água

γ_{nat} = peso específico do solo acima do lençol freático

Visto que o peso específico do solo submerso é da ordem da metade do peso específico natural do solo, se faz necessário calcular a capacidade de carga do sistema sapata-solo para a posição mais elevada do N.A., pois a submersão do solo de fundação reduz consideravelmente a capacidade de carga do sistema (VELLOSO e LOPES, 1996).

1.4.3 - Estimativa da capacidade de carga de fundações superficiais a partir de ensaios de campo

Conforme citado anteriormente, a capacidade de carga de uma fundação pode ser estimada a partir de ensaios realizados “in situ”, ou em campo. Os principais ensaios de campo empregados neste caso são o SPT (Standard Penetration Test), o CPT (Cone Penetration Test) e prova de carga sobre placa.

1.4.4 - Métodos baseados no SPT

Segundo Décourt (1991b; 1995) a tensão convencional de ruptura para fundações rasas, quadradas, em areias, pode ser aproximadamente avaliada por:

$$\sigma_r = 115 N_{72} \quad (\text{kN/m}^2) \quad [24]$$

N_{72} é a resistência à penetração obtida com o sistema SPT brasileiro com eficiência de 72%

Com base no valor médio do N_{SPT} (na profundidade de ordem de grandeza igual a duas vezes a largura estimada para a fundação, contando a partir da cota de apoio), pode-se obter a tensão admissível pela equação (ALONSO, 1983):

$$\sigma_s \cong \frac{N_{SPT}(\text{médio})}{50} \quad (\text{MPa}) \quad [25]$$

A expressão acima pode ser considerada como uma fórmula de bolso, já que é muito utilizada no meio técnico brasileiro. É válida para qualquer solo natural no intervalo $5 \leq N \leq 20$.

Correlação de Terzaghi e Peck (1948, 1967), para o caso de sapatas apoiadas em areia:

$$\sigma_s = 4,4 \left(\frac{N_{SPT} - 3}{10} \right) \left(\frac{B + 1'}{2B} \right) \quad \left(\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \right) \quad [26]$$

em que,

σ_s é a tensão que produz um recalque $r = 1''$

B = menor dimensão da sapata (em pés). A expressão [26] é aplicada para $B \geq 4'$.

N_{SPT} = resistência à penetração do SPT (valor médio)

Correlação de Meyerhof (1965) para obtenção da tensão admissível para fundações rasas com dimensões limitadas conforme descrito abaixo (SANGLERAT, 1972):

$$\sigma_s = \frac{N_{SPT} r_{adm}}{8} \quad \text{para } B \leq 4' \quad [27a]$$

$$\sigma_s = \frac{N_{SPT} r_{adm}}{12} \left(\frac{B + 1'}{B} \right)^2 \quad \text{para } B > 4' \quad [27b]$$

onde,

B é a largura da fundação expressa em pés

r_{adm} é o recalque admissível em polegadas

σ_s é a tensão admissível em kgf/cm^2

As equações [27a] e [27b] são praticamente independentes da forma da fundação. Caso a profundidade de assentamento da fundação seja igual a sua largura, a tensão admissível calculada por quaisquer das expressões acima pode ser aumentada de um terço.

Correlação de Meyerhof (1957) para todo tipo de solo exclusive argilas plásticas:

$$\sigma_s = 14,4 N K_d \quad (\text{kPa}) \quad \text{para } B < 1,22 \text{ m} \quad [28a]$$

$$\sigma_s = 9,6 N \left(\frac{B + 0,305}{B} \right)^2 K_d \quad (\text{kPa}) \quad \text{para } B > 1,22 \text{ m} \quad [28b]$$

N = resistência à penetração do SPT (valor médio)

O valor de K_d consiste no ajuste do fator de profundidade dos ensaios para a situação da fundação analisada e é admitido como:

$$K_d = 1 + \frac{D}{3B} \leq 1,33 \quad [29]$$

Convém destacar que o valor de N deve ser tomado como a média do número de golpes entre as profundidades D (assentamento da fundação) e $(D+B)$.

Correlação de Mello (1975):

$$\sigma_s = 0,1 \left(\sqrt{N_{\text{SPT}}} - 1 \right) \quad (\text{MPa}) \quad (4 \leq N_{\text{SPT}} \leq 16) \quad [30]$$

Correlação de Parry (1977) para sapatas em areias com a profundidade de embutimento $D \leq B$:

$$\sigma_s = 30 N_{55} \quad [31]$$

em que,

N_{55} é a resistência à penetração obtida com um sistema SPT com eficiência de 55%

1.4.5 - Métodos baseados no CPT

A correlação de Teixeira e Godoy (1998) se constitui num método utilizado para a previsão da tensão admissível de fundações superficiais apoiadas em areias, a partir da resistência de ponta média obtida do CPT (q_c), no trecho correspondente ao bulbo de tensões previsto da sapata. Para aplicação do método, os valores de q_c devem ser no mínimo iguais a 1,5 MPa, ou seja:

$$\sigma_s = \frac{q_c}{15} \quad (\leq 4,0 \text{ MPa}) \quad [32]$$

Para levar em conta a forma da sapata, o método baseado no CPT dispõe de duas outras equações:

$$\sigma_r = 28 - 0,0052(300 - q_c)^{1,5} \quad \text{para sapata corrida} \quad (\text{kgf/cm}^2) \quad [33a]$$

$$\sigma_r = 48 - 0,009(300 - q_c)^{1,5} \quad \text{para sapata quadrada} \quad (\text{kgf/cm}^2) \quad [33b]$$

Método de Meyerhof (1956) baseado em estudos de correlações entre dados de SPT e CPT aplicados à equação [8], válido para fundações rasas apoiadas em areias úmidas ou secas (SANGLERAT, 1972):

$$\sigma_r = \frac{q_c B}{40} \left(1 + \frac{D}{B} \right) \quad \left(\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \right) \quad [34]$$

aplicando o coeficiente de segurança, três, proposto por Meyerhof (1956), tem-se:

$$\sigma_s = \frac{q_c B}{120} \left(1 + \frac{D}{B} \right) \quad \left(\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \right) \quad [35]$$

com,

B em pés

D em pés (profundidade de embutimento da sapata)

1.4.6 - Método empírico para estimativa da tensão admissível

A ABNT NBR 6122 (1996) considera métodos empíricos aqueles pelos quais se obtém a tensão admissível, σ_0 , com base apenas na descrição do terreno (classificação e determinação da compacidade ou consistência por meio de investigações de campo/laboratório). A **Tabela 2.1** é uma orientação básica indicada pela norma ABNT NBR 6122 (1996), de uso restrito para fundações submetidas a cargas não superiores a 100 tf ($\cong 1000\text{kN}$).

Tabela 0.1 - Estimativa da tensão admissível através de método empírico (ABNT NBR 6122, 1996)

Classe	Descrição	σ_0 (MPa)
1	Rocha sã, maciça, sem laminação ou sinal de decomposição	3,0
2	Rochas laminadas, com pequenas fissuras, estratificadas	1,5
3	Rochas alteradas ou em decomposição	*
4	Solos granulares concrecionados, conglomerados	1,0
5	Solos pedregulhos compactos a muito compactos	0,6
6	Solos pedregulhos fofos	0,3
7	Areias muito compactas (NSPT > 40)	0,5
8	Areias compactas ($19 \leq \text{NSPT} \leq 40$)	0,4
9	Areias medianamente compactas ($9 \leq \text{NSPT} \leq 18$)	0,2
10	Argilas duras (NSPT > 19)	0,3
11	Argilas rijas ($11 \leq \text{NSPT} \leq 19$)	0,2
12	Argilas médias ($6 \leq \text{NSPT} \leq 10$)	0,1
13	Siltos duros (muito compactos)	0,3
14	Siltos rijos (compactos)	0,2
15	Siltos médios (medianamente compactos)	0,1

*Levar em conta a natureza da rocha matriz e o grau de decomposição ou alteração

1.4.7 - Método de estimativa da capacidade de carga através da realização de prova de carga em placa

O ensaio costuma ser feito empregando-se uma placa rígida de ferro fundido com $\Phi = 80$ cm, a qual é carregada por meio de um macaco hidráulico que reage contra um sistema apropriado (cargueira, tirantes ou outro), de acordo com os recursos disponíveis no local, conforme pode ser visto nas **Figuras 2.9, 2.10 e 2.11**. Na **Figura 2.10**, por exemplo, é mostrado um sistema de reação em que se utilizou uma viga de fundação. O ensaio é normalizado de acordo com a norma ABNT NBR 6489 (1984).

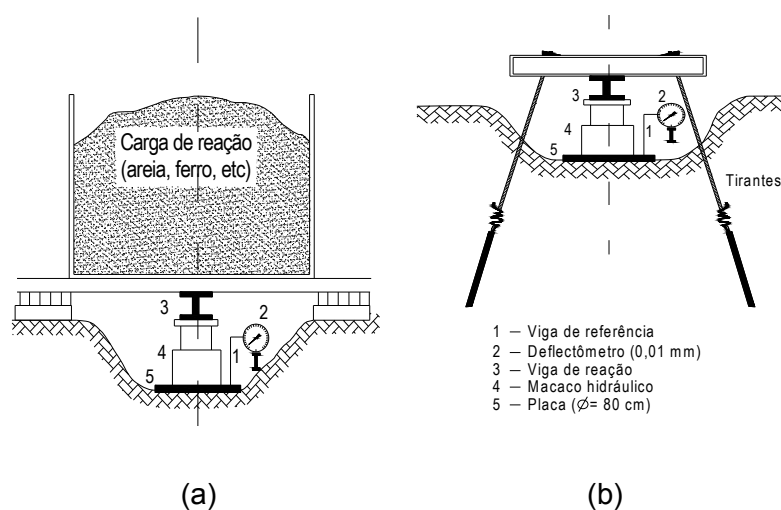


Figura 0.9 - (a) reação através da caixa carregada; (b) sistemas de tirantes (modificado a partir de ALONSO, 1983)



Figura 0.10 - Utilização de uma viga de fundação como reação para o sistema



Figura 0.11 - Utilização de eixo de carroceria como reação para o sistema

Neste ensaio são medidos valores de tensões aplicadas e os respectivos deslocamentos verticais, o que permite traçar uma curva tensão x recalque, a exemplo da mostrada na **Figura 2.12**. A tensão de ruptura pode ser obtida analisando-se duas possibilidades: i) ensaios em solos resistentes (argilas rijas ou areias compactas) apresentam tensão de ruptura bem definida-ruptura geral; ii) ensaios em solos de baixa resistência (argilas moles ou areias fofas) não apresentam definição da tensão de ruptura-ruptura local (ALONSO, 1983). Ambas as situações podem ser ilustradas com auxílio da **Figura 2.12** (a, b).

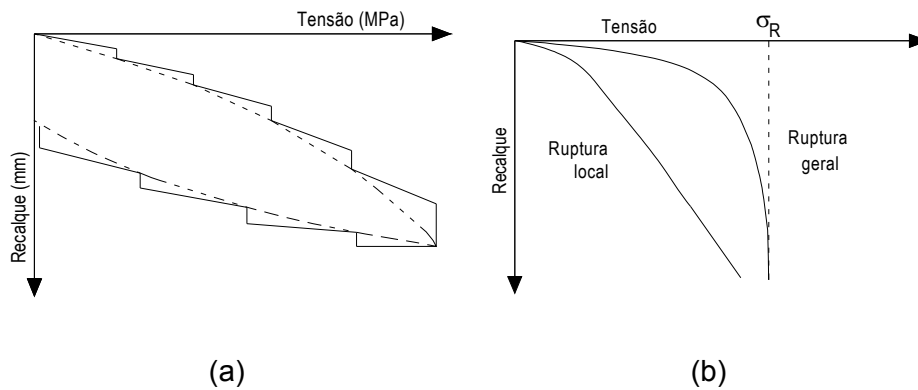


Figura 0.12 - (a) curva tensão x recalque; (b) comportamento da curva tensão x recalque para ruptura local e geral

A partir das curvas tensão – recalque se pode obter a tensão e o recalque admissíveis do solo e extrapolar os resultados para a fundação. A interpretação dos resultados é feita de modo que a capacidade de carga será o menor dos seguintes valores (TEIXEIRA e GODOY, 1998):

$$\sigma_s = \frac{\sigma_{\text{máx}}}{1,5} \quad [36]$$

onde $\sigma_{\text{máx}}$ é a tensão correspondente ao recalque máximo aceitável (critério de recalque – fundamentado no estado limite de utilização)

Solos com predominância de ruptura geral (critério de ruptura – fundamentado no estado limite último):

$$\sigma_s = \frac{\sigma_r}{2} \quad [37]$$

Solos com predominância de ruptura local:

$$\sigma_s = \begin{cases} \frac{\sigma_{25}}{2} \\ \sigma_{10} \end{cases} \quad [38]$$

em que,

σ_s é a tensão admissível do solo

σ_{25} é a tensão correspondente a um recalque de 25 mm (critério de ruptura – fundamentado no estado limite de utilização)

σ_{10} é a tensão correspondente a um recalque de 10 mm (critério de recalque – fundamentado no estado limite de utilização)

Para aplicação deste método, Alonso (1983) cita que é importante verificar a existência de camadas compressíveis em profundidades que não sejam solicitadas pela placa, pois os valores de tensões obtidas em provas de carga não poderão ser utilizados para se estimar a tensão admissível da fundação, uma vez, que o bulbo de tensões desta última é algumas vezes maior que o produzido pela placa (**Figura 2.13**).

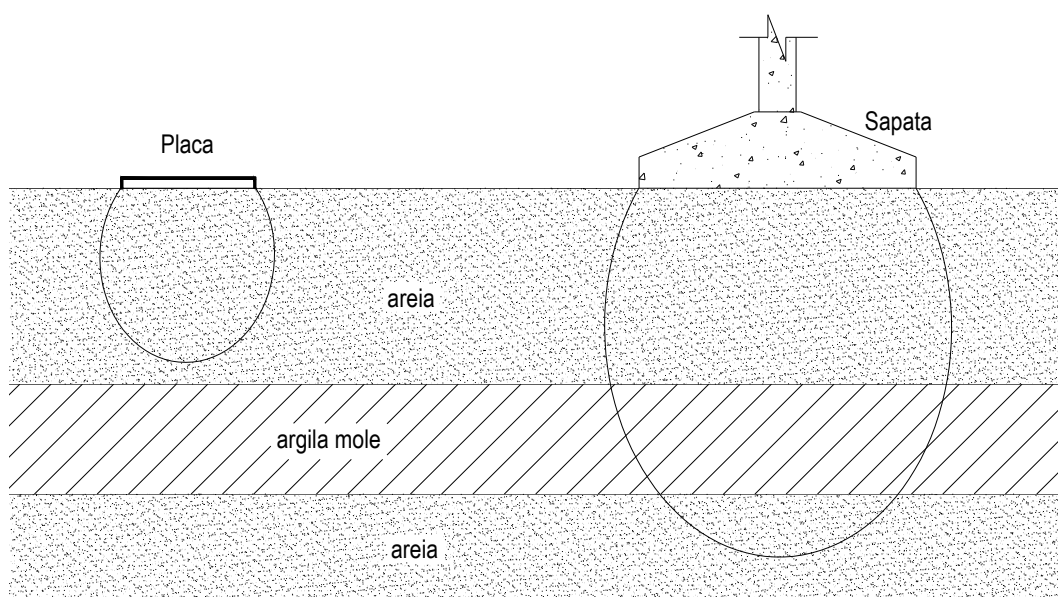


Figura 0.13 - Bulbo de tensões da placa e sapata em terreno estratificado (modificado a partir de VELLOSO E LOPES, 1996)

Segundo a ABNT NBR 6122 (1996) é necessário uma análise cuidadosa a cerca dos resultados de prova de carga considerando as relações de comportamento entre a placa e a fundação real, bem como as características das camadas de solo influenciadas pela placa e pela fundação. Cavalcante (2005) cita que para uma extrapolação de resultados de provas de cargas em que se configure a situação acima citada, devem ser feitas as seguintes correções:

Areias:

Para um mesmo valor de tensão, o módulo de deformação elástica E_s cresce com a profundidade (fundação e placa de mesma forma geométrica):

$$\sigma_r = \sigma_{rup,placa} \left(\frac{B_{fund}}{B_{placa}} \right) \left(\frac{B_{fund}}{B_{placa}} \right) \leq 3 \quad [39]$$

onde,

σ_r é a tensão de ruptura extrapolada para a fundação

$\sigma_{rup,placa}$ é a tensão de ruptura da placa

B_{fund} é a largura da fundação

B_{placa} é a largura da placa

Argilas:

Para argila média a dura, onde E_s é constante com a profundidade e para uma mesma tensão aplicada:

$$\sigma_r = \sigma_{rup,placa} \quad , \text{ pois o termo } B \cdot N_\gamma \text{ é igual a zero} \quad [40]$$

1.5 - SOLOS ARENOSOS

1.5.1 - Introdução

Areias compreendem os solos cuja fração de areia é superior a 50% e que apresentam uma fração de finos de modo que estes não alteram o comportamento do solo arenoso.

Em geotecnia, a resistência das areias geralmente é obtida em termos de tensão efetiva. Isso é devido à capacidade destas dissiparem rapidamente as poro-pressões provocadas por carregamentos oriundos de obras de engenharia civil. A resistência das areias pode ser obtida através de ensaios específicos, tais como o de cisalhamento direto e o de compressão triaxial.

Areias fofas e compactas

A **Figura 2.14** representa a curva tensão x deformação de um ensaio de compressão triaxial de uma areia fofa e de uma areia compacta. Numa primeira situação verifica-se que a curva sofre leves alterações ao longo do carregamento, pois os grãos de areia vão se acomodando durante o carregamento até atingir a ruptura, permanecendo apenas deformação (curva 1 - areia fofa).

Na outra situação (curva 2 - areia compacta) os grãos apresentam um arranjo melhor no início do carregamento, o que justifica tensões iniciais elevadas (pico) para pequenas deformações, porém logo após esse pico as tensões diminuem até um valor de resistência residual.

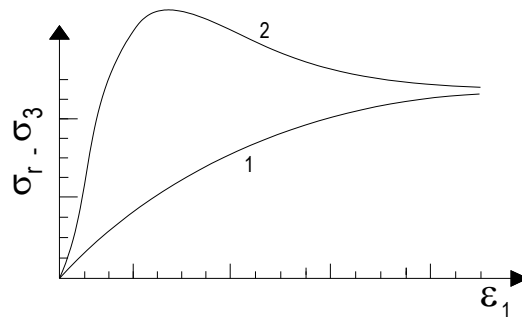


Figura 0.14 - Curva tensão x deformação do ensaio de compressão triaxial em areia fofa e compacta

A curva variação de volume x deformação, produzida em um ensaio de compressão triaxial em areia fofa (**Figura 2.15**), mostra uma variação de volume negativa devido à redução dos vazios causada pela aplicação do carregamento que força os grãos a preencherem os vazios até o momento em que não há mais como se reagruparem, que é quando ocorre a ruptura (curva 1 – areia fofa). Para areias compactas (curva 2 da **Figura 2.15**) observa-se uma pequena redução de volume causada pelo ajuste dos grãos que logo se altera com a quebra destes, fazendo com que rolem uns sobre os outros dificultando o rearranjo e causando um aumento de volume até o momento em que não se consiga mais o entrosamento dos grãos (ruptura). É interessante citar que o índice de vazios em que se encontram os dois tipos de areia na ruptura é chamado índice de vazios crítico. Uma areia fofa se encontra com índices de vazios acima do índice de vazios crítico, então ao ser solicitada, ela tende a se comprimir (contração). Já a areia compacta está com seu índice de vazios inferior ao índice de vazios crítico, e ao ser solicitada ela tende a se dilatar (efeito da dilatância).

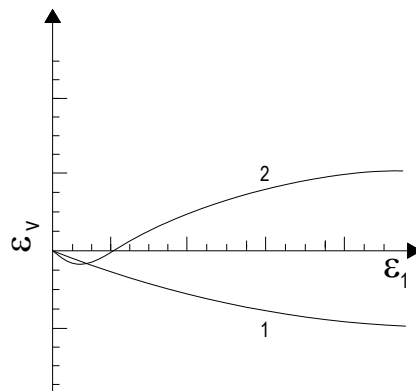


Figura 0.15 - Curva variação de volume x deformação do ensaio de compressão triaxial em areia fofa e compacta

Finalmente, a partir da **Figura 2.16**, curva tensão cisalhante x tensão normal de um ensaio de compressão triaxial em areia fofa, tem-se a informação de que a resistência de uma areia é determinada pelo seu ângulo de atrito interno. No caso de areias de compactidade compacta (maior entrosamento dos grãos), a inclinação da envoltória é um pouco maior do que a apresentada na **Figura 2.16**.

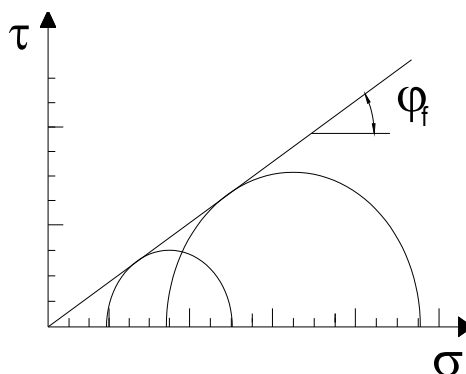


Figura 0.16 - Curva tensão cisalhante x tensão normal do ensaio de compressão triaxial em areia fofa

É importante lembrar que quando uma areia fofa saturada é carregada, seus grãos se reagrupam expulsando a água existente nos vazios. Se não houver tempo para dissipação da poro-compressão, a água também sofrerá a compressão proveniente do carregamento. Isso irá reduzir a resistência da areia, uma vez que parte desse carregamento vai ser suportado pela água. Então, dependendo do valor da poro-pressão, poderá ocorrer o fenômeno da liquefação da areia (SOUSA PINTO, 2000).

Assim, a resistência da areia está intimamente ligada à resistência dos grãos e à quantidade de água existente nos vazios do solo. A resistência dos grãos é o reflexo de características físicas das partículas, tais como: o formato (os angulares oferecem maior resistência que os arredondados); tamanho (grãos maiores tendem a formar areias compactas, mais resistentes) e, composição mineralógica (grãos de quartzo são mais resistentes que grãos de feldspatos - SOUSA PINTO, 2000). É importante ressaltar que a segunda parcela responsável pela resistência de uma areia citada por Sousa Pinto (2000), que é a quantidade de água existente nos vazios do solo arenoso, não tem influência significativa na resistência de uma areia, pois o ângulo de atrito interno praticamente não se altera. Porém, em solos arenosos fofos, a depender de suas condições de carregamento e drenagem, a quantidade de água no seu interior poderá significar perda de resistência conforme considerações do fenômeno de liquefação da areia explicado anteriormente.

A presença de água, em condições de não saturação, cria uma situação em que os meniscos de interfaces ar-água provocam a existência de uma poro-pressão negativa na água: a pressão de sucção. Essa pressão provoca uma tensão efetiva correspondendo um ganho de resistência temporário e desprezível para pressões confinantes elevadas (SOUSA PINTO, 2000). No entanto, sabe-se que a pressão de sucção se dá principalmente em siltes argilosos e argilas, e é gerada pelo fenômeno da capilaridade. Esta pressão de sucção proporciona um ganho de resistência considerável em siltes argilosos e argilas, sendo para uma areia, desprezível.

1.6 - PENETRÔMETROS

“Penetrômetro é um instrumento que tem por finalidade fornecer índices sobre a resistência que o solo oferece à sua penetração” (ABGE, 1980).

1.6.1 - Generalidades

Segundo Röhm (1984) citado por Tsuha (2003), engenheiros e arquitetos usavam do artifício de introduzir varas de madeira ou hastes metálicas no solo já no início do século XIX. O intuito era obter uma medida de resistência resultante da reação do solo contra os instrumentos utilizados durante a penetração. A evolução desse processo resultou no desenvolvimento do penetrômetro. Segundo Sanglerat (1972), estes evoluíram da necessidade de se adquirir dados em solos que não eram obtidos por quaisquer outros meios. Um penetrômetro consiste em uma haste de metal, com diâmetros variando entre 19 mm e 80 mm, que é introduzido no solo por macacos hidráulicos ou por golpes de martelo. Qualquer método empregado na penetração permite que a resistência à penetração das hastes de metal no solo seja medida em qualquer profundidade. Os dados são geralmente interpretados em um diagrama, no qual são relacionadas à resistência à penetração do solo (colocado no eixo das abscissas) e a profundidade de penetração (no eixo das ordenadas).

Há, basicamente, duas maneiras de se introduzir o penetrômetro no solo: i) de maneira estática e ii) de maneira dinâmica. Há três tipos básicos de penetrômetros: o estático; o dinâmico; e o híbrido (estático-dinâmico). Este último oferece as vantagens dos outros dois (obtenção da estratigrafia do solo pelo tipo estático, e de dados de resistência de solo com camadas granulares muito compactas pelo tipo dinâmico), eliminando algumas desvantagens dos demais (o estático não obtém dados de resistência confiáveis ou não penetram em solos compactos, e o dinâmico não possui boa sensibilidade para obter dados de resistência confiáveis quando atravessam solos argilosos) (SANGLERAT, 1972).

No método dinâmico a energia necessária para realizar a penetração do conjunto haste-ponta é obtida a partir da queda livre de uma massa sobre um elemento solidário, a haste.

Já no método estático, a energia necessária para fazer penetrar o conjunto haste-penetrômetro no solo é obtida através de dispositivos que aplicam esforços estáticos ao sistema, tais como macacos hidráulicos, coroas-pinhão, correntes e outros (RÖHM, 1984, citado por TSUHA, 2003).

Segundo Barentsen (1936) citado por Sanglerat (1972), os primeiros testes com penetrômetros estáticos foram realizados entre 1932 - 1937 por P.Barentsen, que desenvolveu um aparelho cujo sistema consistia em um tubo de revestimento, uma haste e um cone, o qual foi patenteado (**Figura 2.17**). Conforme Lunne et al. (1997), foi usado um tubo de gás de 19 mm de diâmetro interno e no interior deste uma haste de aço de 15 mm que se movia livremente para cima e para baixo. A ponta do cone era fixada na haste de aço. A área da base do cone era de 10 cm² e a ponta tinha ângulo de 60°. A penetração foi feita manualmente até 12 m de profundidade, e a resistência à penetração foi lida através de manômetro e corrigida pela subtração do peso da haste interna.

Sanglerat (1972) relata que o Laboratório de Mecânicas dos Solos em Delft, juntamente com o Goudsche Machinefabriek, de Gouda, fabricaram em 1946 um modelo de penetrômetro operado manualmente, sob processo dinâmico de penetração, com uma capacidade de cravação de até 25 kN.

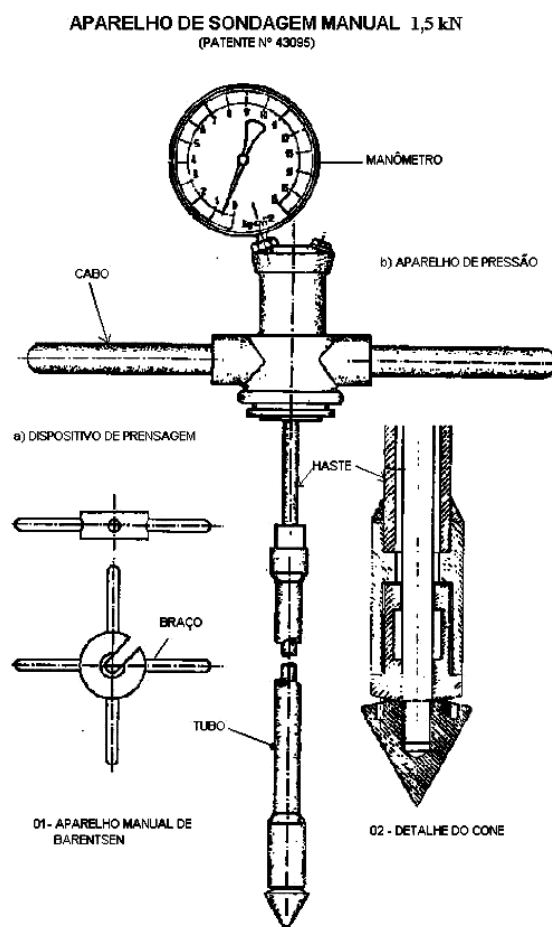


Figura 0.17 - Aparelho manual de Barentsen (AOKI, 1973 citado por TSUHA, 2003)

Segundo Sanglerat (1972), as características dos vários tipos de penetrômetros estáticos devem permitir avaliar corretamente os diagramas de penetração, pois os resultados obtidos podem variar de acordo com o tipo de aparelho utilizado, visto que os métodos de operação variam de um para o outro, e isso tem reflexo nas leituras efetuadas. Os penetrômetros estáticos são de dois tipos básicos:

a) O cone penetrômetro estático de ponta móvel: a resistência de ponta é medida com o avanço do cone localizado logo abaixo do revestimento que serve como uma cobertura e impede o atrito do solo contra a haste do aparelho;

b) O cone penetrômetro estático de ponta fixa: a ponta e a haste movem-se simultaneamente. Este tipo de aparelho mede a resistência de ponta e o atrito lateral. A resistência à penetração é medida através de medidores de tensão ou de anéis dinamométricos. As cargas podem ser aplicadas hidraulicamente, ou através de hastes de metal conectadas. A resistência de ponta pode ser medida através de medidores de célula elétrica de carga, conhecida na literatura como “strain gage”.

Todos os penetrômetros fabricados por N.V. Goudsche Machinefabriek de Gouda, empresa pioneira na fabricação de penetrômetros, são do tipo cone móvel. O cone tem um ângulo de ápice de 60° e diâmetro da ordem de 36 mm, conforme pode ser visto na **Figura 2.18**. Esta figura apresenta um penetrômetro Holandês Dutch, de função leve ou Light-duty, denominado Dutch penetrometer. As cargas são transferidas à ponta do cone através de hastes de metal. O cone foi patenteado pelos Países Baixos, pelo Laboratório de Mecânicas dos Solos de Delft (Patente N° 66.301). A área de seção transversal do equipamento patenteado foi de cerca de 10 cm^2 , que, segundo Sanglerat (1972), se constitui numa unidade adequada para medição de tensões do cone no solo.



Figura 0.18 - Light-duty Dutch penetrometer (SANGLERAT, 1972)

1.6.2 - Aplicação do Penetrômetro Estático Manual

Na literatura nacional disponível foi encontrada apenas uma aplicação do modelo de penetrômetro manual. Trata-se do trabalho de pesquisa de Tsuha (2003). A seguir serão destacados alguns pontos deste trabalho.

O penetrômetro manual empregado por Tsuha (2003) teve a finalidade de medir a resistência de um solo colapsível, típico dos encontrados em grande parte das cidades do interior do Estado de São Paulo, levando-se em conta a sucção. Na pesquisa, foram comparados os resultados obtidos dos ensaios de penetração com os dados das provas de carga sobre placa e sobre sapata, para os mesmos níveis de sucção. A sucção foi medida imediatamente antes da realização dos respectivos ensaios.

Foram feitas oito cavas com dimensões pré-determinadas suficientes para permitir o trabalho de um operador do aparelho e um homem para efetuar as leituras no relógio comparador do aparelho. Nas cavas foram executados os ensaios com o penetrômetro manual na profundidade de 1,50 m e também obtidos valores de sucção através de tensiômetros, em ensaios não-inundados. Fez-se um número mínimo de quatro ensaios de penetração por cava em três profundidades diferentes, de onde foram obtidas medidas de resistência que geraram os dados contidos na **Tabela 2.2**. Com esses valores foram feitas correlações entre a tensão de ruptura obtida nos ensaios penetrométricos e a capacidade de carga determinada em provas de carga em placa e em sapata, considerando-se em ambos os casos o mesmo nível de sucção do solo. Estes resultados estão reproduzidos nas **Figuras 2.19 e 2.20**.

Tabela 0.2 - Valor médio de resistência em três profundidades diferentes (TSUHA, 2003)

cava	sucção kPa	Resistência média (kPa)		
		6 cm	9 cm	12 cm
1	15	844	953	954
2	17	805	869	878
3	0	356	461	506
4	12	704	832	833
5	13	698	851	861
6	0	421	489	505
7	20	681	966	1007
8	0	315	462	531

Tsuha (2003) concluiu em seu trabalho que é possível comparar os valores de tensão de ruptura obtidos em provas de carga em placa e em sapata de 1,50 m de lado com os dados obtidos no ensaio com penetrômetro estático manual. Por exemplo, pode ser citada a expressão que representa a

correlação entre tensão de ruptura do ensaio penetrométrico (q_p), que se deu em 9 cm de penetração do penetrômetro, e capacidade de carga (σ_r) para o caso de sucção nula:

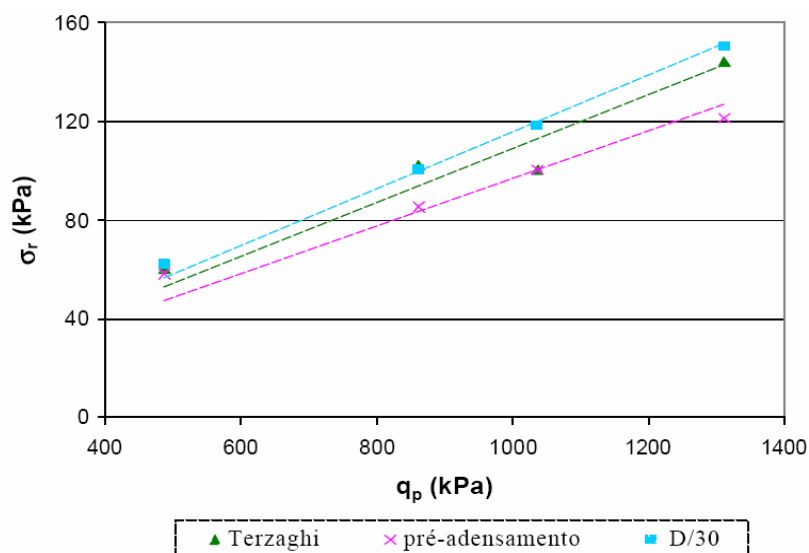
$$\sigma_r \cong 0,125 q_p \quad (\text{kPa}) \quad [41]$$

(capacidade de carga para placas de 80 cm ou sapatas de 150 cm)

Foi verificado que é possível estimar valores de sucção para o tipo de solo em questão a partir do ensaio penetrométrico através da expressão:

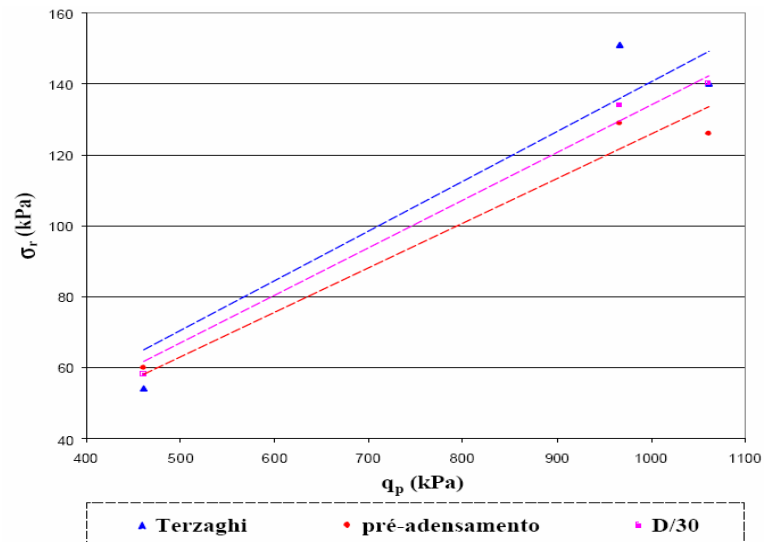
$$q_p = 25 \psi + 487 \quad (\text{kPa}), \text{ com } R^2 = 0,944 \quad [42]$$

em que q_p é tensão de ruptura (kPa) medida pelo penetrômetro e ψ é a sucção no momento do ensaio.



- critério de Terzaghi ($R^2 = 0,920$) $\sigma_r = 0,109 q_p$ (kPa)
- critério "tensão de pré-adensamento" ($R^2 = 0,926$) $\sigma_r = 0,096 q_p$ (kPa)
- critério D/30 ($R^2 = 0,990$) $\sigma_r = 0,115 q_p$ (kPa)

Figura 0.19 - Tensão de ruptura em ensaios de penetração (q_p) x capacidade de carga (σ_r) em ensaios de placa de \varnothing 80 cm, para um mesmo nível de sucção e correlações obtidas (TSUHA, 2003)



- critério de Terzaghi ($R^2 = 0,922$) $\sigma_r = 0,140 q_p$ (kPa)
- critério “tensão pré-adensamento” ($R^2 = 0,961$) $\sigma_r = 0,126 q_p$ (kPa)
- critério D/30 ($R^2 = 0,990$) $\sigma_r = 0,134 q_p$ (kPa)

Figura 0.20 - Tensão de ruptura em ensaios de penetração (q_p) x capacidade de carga (σ_r) do sistema sapata-solo, para uma mesma sucção e correlações obtidas (TSUHA, 2003)

CAPÍTULO 3

MATERIAIS E MÉTODOS

Neste capítulo é apresentado o programa experimental desenvolvido durante esta pesquisa, detalhando os aspectos referentes aos métodos empregados para a realização dos ensaios. A **Figura 3.1** apresenta a seqüência de atividades e ensaios realizados durante a fase experimental da pesquisa.

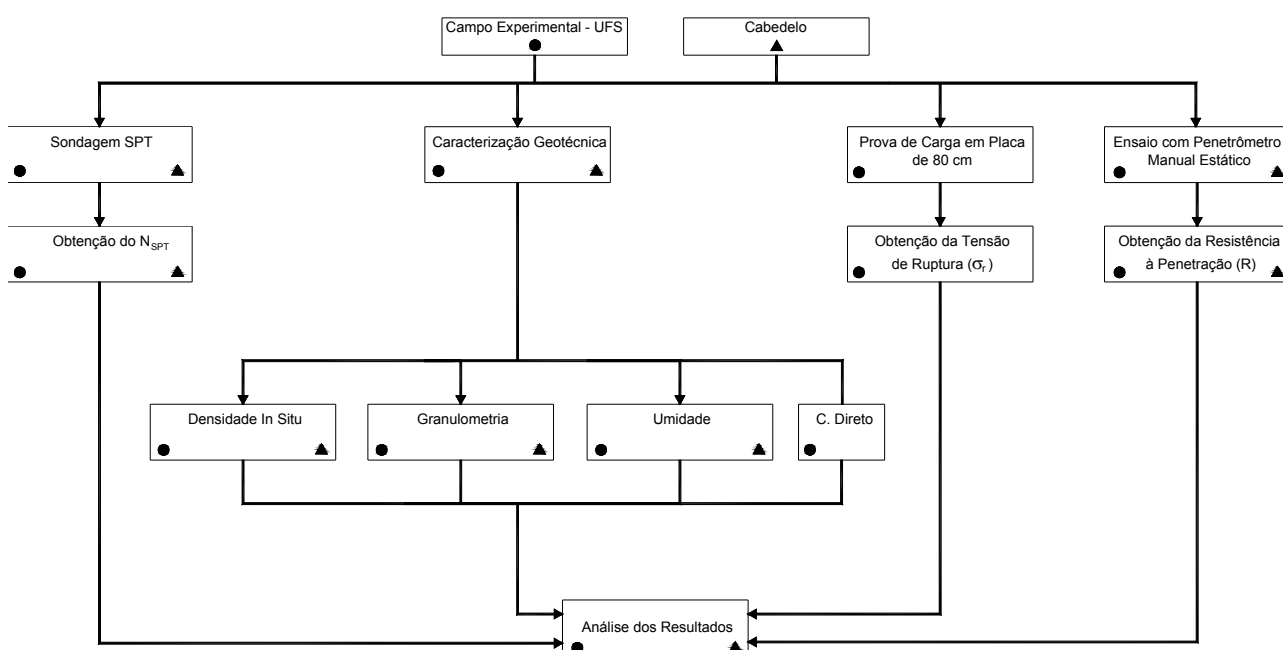


Figura 0.1 - Fluxograma adotado para o desenvolvimento da pesquisa

1.7 - LOCAIS DA PESQUISA

1.7.1 - Considerações iniciais

Para o desenvolvimento desta pesquisa, foram realizadas duas campanhas de ensaios. A primeira campanha foi realizada no Campo Experimental do Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Sergipe (UFS). Este foi o principal local escolhido para realização dos ensaios propostos na pesquisa, pois nele se dispunha de importantes dados de ensaios de laboratório e campo, tais como caracterização completa do perfil do terreno, SPT, CPT e Prova de Carga sobre Placa, elementos fundamentais para as análises de capacidade de carga de uma fundação superficial. Além disso, convém ressaltar o apoio logístico disponibilizado em termos de pessoal e equipamentos, fruto de uma parceria firmada entre as Unidades Acadêmicas de Engenharia Civil da UFS e da Universidade Federal de Campina Grande (UFCG). Neste local, além dos ensaios de caracterização e de campo disponibilizados, foram executadas quatro (4) cavas, nas quais foram realizados os ensaios com penetrômetro manual, cada uma com 13 penetrações em pontos diferentes.

A segunda campanha de ensaios foi realizada na cidade de Cabedelo, na Paraíba. Neste local, foram realizados os seguintes ensaios: sondagens SPT e ensaios penetrométricos em três (3) cavas que serviram de dados complementares para as análises realizadas nesta dissertação.

1.7.2 - Primeira campanha de ensaios: Campo experimental da UFS – Breve histórico

O Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Sergipe implantou ao final de 2005 o seu Campo Experimental, num terreno medindo 2.000 m² de área, disponibilizado pela Reitoria para o desenvolvimento das atividades de pesquisa do DEC/UFS, em campo. O terreno fica situado nas proximidades da Prefeitura do Campus Universitário de São Cristóvão, em Sergipe, há aproximadamente 1000 metros da Unidade Acadêmica do DEC.

As pesquisas no local foram iniciadas no primeiro semestre de 2006, quando foram realizadas sondagens geotécnicas (SPT e SPT-T), ocasião em que foram coletadas amostras para a realização de ensaios de laboratório (caracterização, resistência, etc.). Em seguida, foram feitos outros ensaios de campo, tais como o ensaio de CPT (Cone Penetration Test), através de uma parceria com o Programa de Pós-Graduação em Geotecnia da UFRGS. Com esses ensaios iniciais, o perfil do solo encontrado em praticamente toda área onde se situa o Campus da UFS de São Cristóvão começa a ser bem investigado, em virtude da ocorrência de uma relativa homogeneidade espacial.

Numa segunda etapa, que foi concluída em janeiro de 2007, foram realizadas vinte e duas provas de carga sobre fundações, sendo 02 em fundações superficiais (prova de carga em placa) e 20 sobre estacas de concreto armado. As estacas tipo hélice contínua foram executadas em parceria com

uma empresa idônea. As estacas têm 400 mm de diâmetro e comprimentos da ordem de 11 metros. Em parceria com o laboratório de Geotecnia da Universidade Federal da Bahia (UFBA), também foi utilizado durante as provas de carga horizontais nas estacas um inclinômetro para medição dos deslocamentos horizontais das estacas, testadas horizontalmente. Esses ensaios fazem parte da pesquisa para a tese de doutorado: "ESTUDO DO COMPORTAMENTO DE GRUPOS DE ESTACAS TIPO HÉLICE CONTÍNUA SUBMETIDOS A CARREGAMENTO HORIZONTAL CÍCLICO NO TOPO EM AREIA" de CAVALCANTI Jr (2007). Enfim, neste campo experimental foram desenvolvidos estudos para duas dissertações de mestrado, em parceria com o Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental da UFCG, e uma tese de doutorado, do professor Demóstenes de Araújo Cavalcanti Júnior (DEC/UFS), através do Programa de Pós-Graduação em Geotecnia da Universidade Federal de Pernambuco (UFPE). A **Figura 3.2** mostra uma foto do local, da qual se pode ter uma visão geral da área aonde se situa o campo experimental da UFS, com imagens de algumas estacas tipo hélice contínua prontas.



Figura 0.2 – Vista geral do campo experimental do DEC/UFS

1.7.2.1 - Caracterização geotécnica do campo experimental: Aspectos geológicos da área

O perfil típico do subsolo de Aracaju evidencia a presença de materiais diversificados, com propriedades geotécnicas distintas, em virtude da história geológica característica da Bacia Sergipe-Alagoas (BARISON et al., 1998).

A cidade de Aracaju abrange uma área de mais de 181,8 km², com população estimada em aproximadamente 461.000 habitantes, de acordo com o censo do IBGE, de 2000.

A cidade localiza-se a $10^{\circ}59'06''$ de latitude Sul e $37^{\circ}04'24''$ de longitude Oeste (Figura 3.3).



Figura 0.3 - Localização geográfica de Aracaju (adaptado de BARISON et al., 1998)

A precipitação anual média em Aracaju e área metropolitana gira em torno de 1590 mm, com temperatura média anual da ordem de 26° C. O período chuvoso geralmente ocorre entre março e agosto, enquanto o tipo climático é o tropical quente, úmido e sub-úmido, com moderada deficiência no verão. A vegetação se constitui dos campos limpos e sujos (higrófilas), com predominância de várzeas e manguesais.

A área do campo experimental da UFS situa-se no município de São Cristóvão, que pertence à região metropolitana de Aracaju, e fica localizado há aproximadamente 11 km do centro da Capital Sergipana. O perfil geológico constitui-se basicamente de areias quartzozas marinhas, de granulometria fina, com compacidade variando entre fofa, nas camadas mais superficiais, a compactas, em profundidades maiores. Cabe destacar que no local, foi detectada numa das sondagens uma camada de areia muito compacta, na profundidade entre 3 m e 5 m.

1.7.2.2 - Caracterização geotécnica do campo experimental: Ensaio de laboratório

A caracterização geotécnica do terreno investigado consistiu na determinação das distribuições dos tamanhos das partículas, realizada a partir do ensaio de análise granulométrica por peneiramento.

As amostras de areia usadas para a realização dos ensaios, foram colocadas em estufa, regulada em 110° C, permanecendo um período mínimo de 24 horas. Posteriormente, foi feita uma homogeneização do material através da técnica de quarteamento.

Inicialmente foram pesadas, separadamente, as amostras dos agregados graúdos e miúdos da areia, nas frações recomendadas de acordo com as especificações da norma ABNT NBR 7181 (1984). Em seguida, as frações de agregado graúdo e miúdo pesadas foram colocadas em sacos plásticos para início da realização dos ensaios.

O teor de umidade do solo foi medido in loco e está especificado no item 3.1.2.3.

Para obtenção dos parâmetros de resistência do solo em laboratório, foram realizados ensaios de cisalhamento direto. Os ensaios foram realizados sob deformação controlada. A amostra foi ensaiada nas condições de umidade natural e densidade de campo, a fim de obter os parâmetros de resistência do solo a partir de suas características naturais. As tensões normais utilizadas foram 50 kPa, 100 kPa e 200 kPa. Essas tensões normais eram aplicadas em único estágio e era verificada a estabilização das deformações em intervalos de 10 minutos. Após a estabilização das deformações era iniciado o cisalhamento direto sob a velocidade de 0,30 mm/min. Os procedimentos adotados para realização dos ensaios de cisalhamento direto seguiram recomendações contidas no Método de Ensaio MSL-15 (1986), elaborado pelo Laboratório Central de Engenharia Civil da Companhia Energética de São Paulo (CESP), e nas demais especificações encontradas na bibliografia geotécnica.

Nas **Figuras 3.4** e **3.5** estão apresentadas as curvas granulométricas referentes às amostras coletadas dos furos de sondagem SPT-T 01 e SPT-T 02.

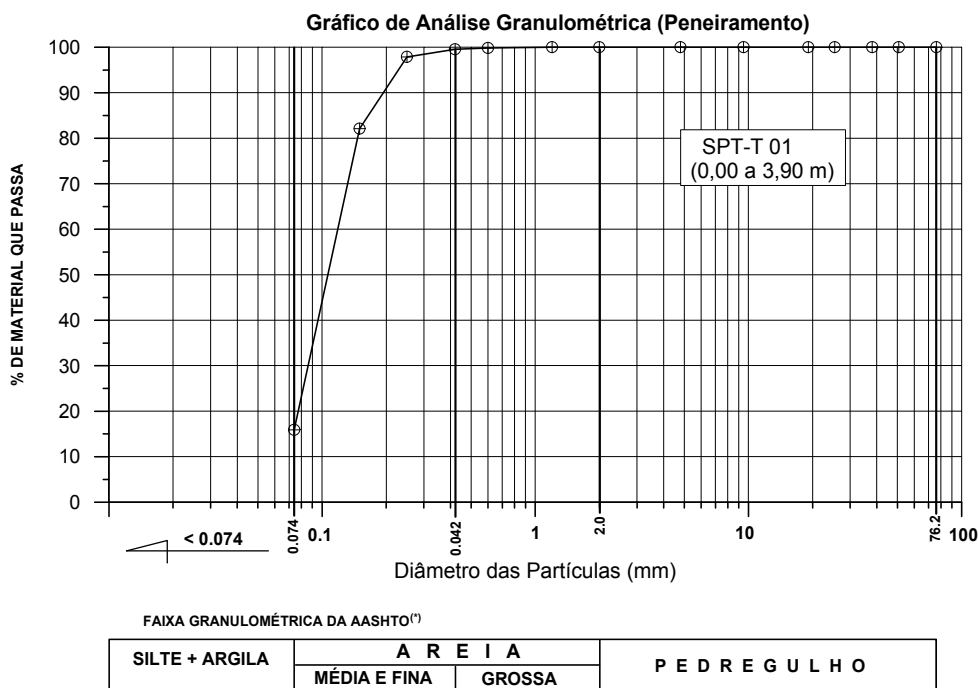


Figura 0.4 - Curvas granulométricas para amostra do furo SPT-T 01

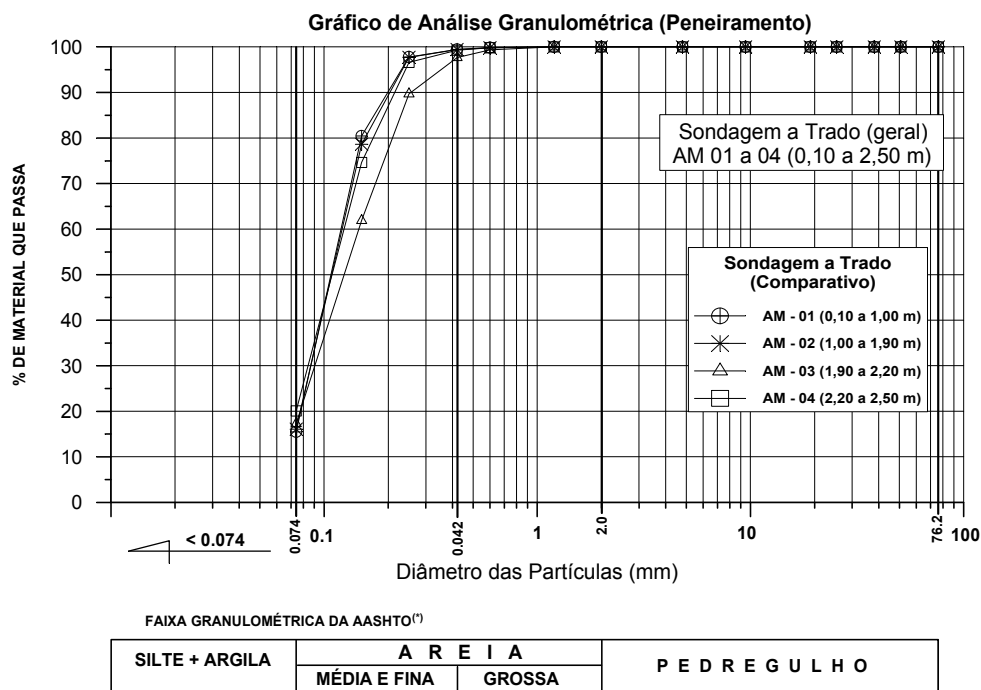


Figura 0.5 – Curvas granulométricas para amostra do furo SPT-T 02

Na **Tabela 3.1** são apresentados os índices físicos dos corpos de prova (CP) de cisalhamento e na **Tabela 3.2** está um resumo do cisalhamento.

Tabela 0.1 – Índices físicos dos CPs de cisalhamento

ÍNDICES	AM-01			AM-02		
	CP-01	CP-02	CP-03	CP-01	CP-02	CP-03
Umidade inicial (%)	6,88	6,88	7,02	6,86	6,86	6,86
Massa Específica Aparente Seca inicial (kN/m ³)	14,51	14,39	14,46	14,48	14,48	14,48
Índice de vazios inicial	0,83	0,85	0,84	0,84	0,84	0,84
Grau de saturação Inicial (%)	21,90	21,60	22,20	14,48	14,48	14,48
Índice de vazios após adensamento	0,79	0,80	0,79	0,81	0,80	0,79
Umidade final (%)	4,82	5,41	6,24	6,15	5,75	6,22
Massa Específica Aparente Seca final (kN/m ³)	14,95	14,85	14,98	14,60	14,76	14,86
Índice de vazios final (após ensaio de cisalhamento)	0,78	0,79	0,78	0,83	0,81	0,79
Grau de saturação final (%)	16,50	18,20	21,40	19,90	19,00	20,90
Massa Específica dos Grãos (kN/m ³)	2,66			2,66		

Obs.: Tensão Normal = 50 kPa, 100 kPa e 200 kPa, respectivamente para CPs 01, 02 e 03 de cada amostra.

Tabela 0.2 – Resumo do cisalhamento

Tensão Normal (kPa)	Tensão Cisalhante (kPa)		
	AM-01	AM-02	
50	41,649	43,601	
100	68,331	79,394	
200	131,455	137,963	
Parâmetros de Resistência	C (kPa)	10,1	14,3
	ϕ (°)	31,1	31,9

1.7.2.3 - Caracterização geotécnica do campo experimental: Ensaio de campo

Densidade In Situ e Teor de Umidade

A umidade do solo foi obtida in loco através do método do Speedy, de acordo com o procedimento DNIT ME 052 (1994), determinada nas cavas em que foram feitos os ensaios com o penetrômetro estático manual. Foram calculadas umidades pela média de duas amostras por cava realizada.

Os valores de densidade in situ foram obtidos pelo método do cilindro biselado conforme ABNT NBR 9813 (1987), adotando-se a média de dois ensaios por cava realizada.

Os ensaios para determinação da umidade de campo, bem como densidade in situ foram realizados imediatamente após os ensaios penetrométricos de cada cava e à mesma profundidade, ou seja, a 0,60 m.

Sondagens SPT e SPT-T

Foram realizadas sondagens SPT com medição do torque (SPT-T). As sondagens seguiram os procedimentos de ensaio preconizados pela ABNT NBR 6484 (2001). Foram realizadas duas sondagens: furo SPT-T 01 e SPT-T 02, que atingiram profundidades iguais a 16 m e 21 m, respectivamente. O furo SPT-T 01 teve início dia 23/11/2005 e conclusão no dia 24/11/2005 com leitura do N.A. = 2,20 m (abaixo do nível do terreno) no dia 25/11/2005. O furo SPT-T 02 foi iniciado no dia 25/11/2005, sendo concluído no dia 28/11/2005 com leitura do N.A. = 2,30 m (abaixo do nível do terreno) no dia 29/11/2005. A **Figura 3.6** mostra o equipamento utilizado no ensaio de sondagem e as **Figuras 3.7 e 3.8** representam o perfil do solo estudado.



Figura 0.6 – Execução do ensaio das sondagens SPT e SPT-T

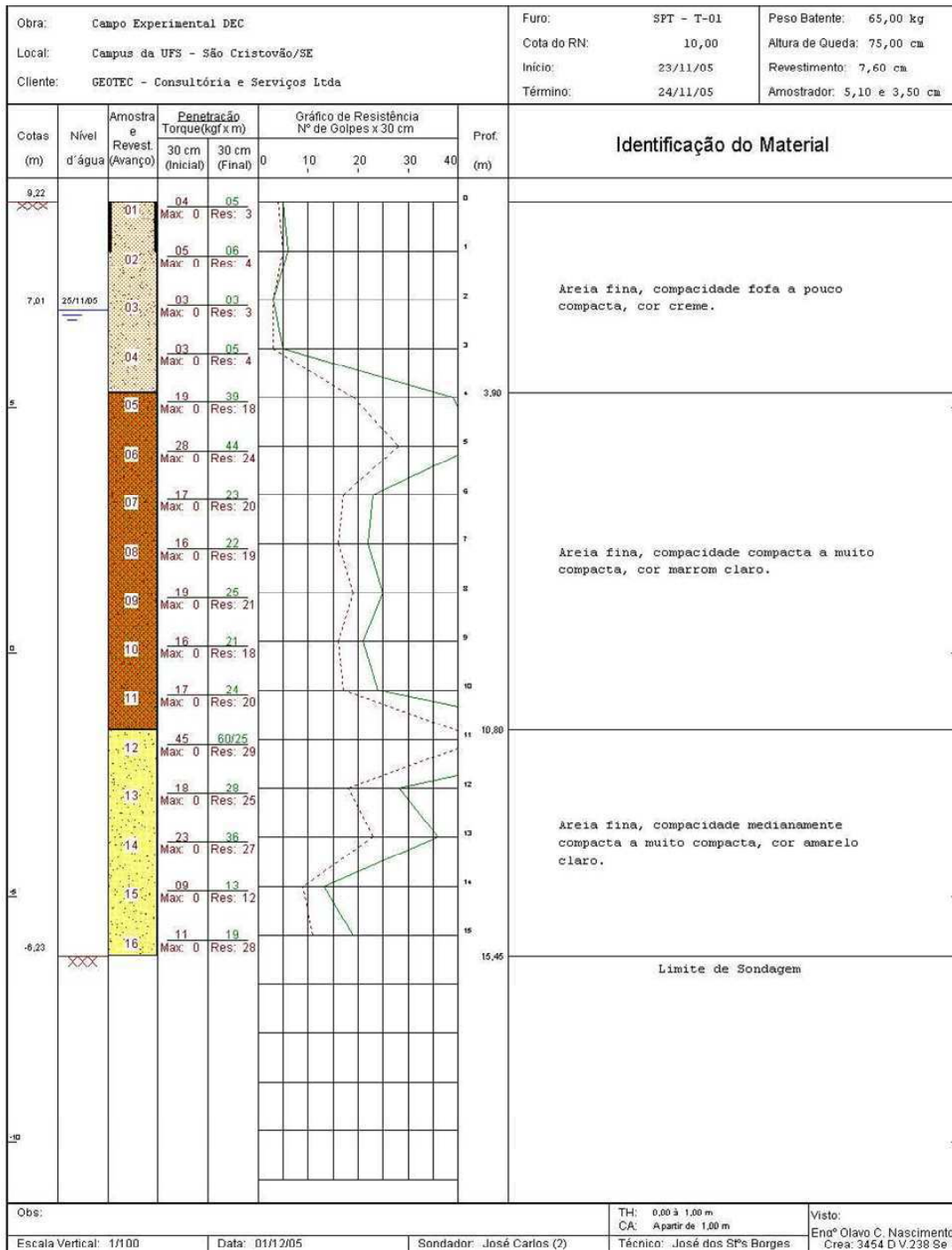


Figura 0.7 - Resultados de sondagem SPT-T – perfil geotécnico do furo SPT 01

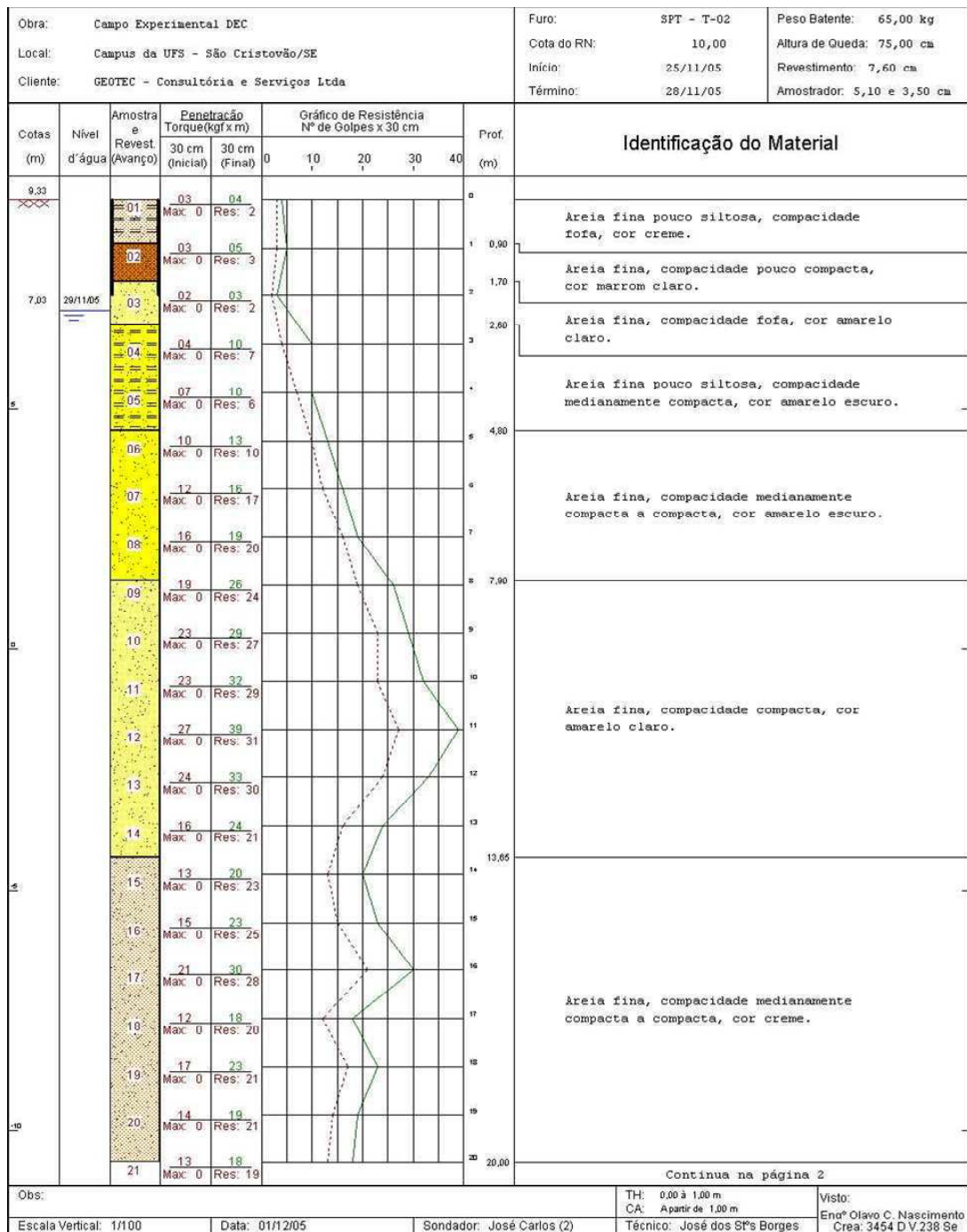


Figura 0.8 – Resultados de sondagem SPT-T – perfil geotécnico do furo SPT 02

Ensaios CPT

Os ensaios CPT foram realizados em 09/02/2006 e procederam de acordo com a ABNT NBR 12069 (1991), ou seja, sob velocidade de 20 mm/s, com registro da resistência a cada 2 cm, medida a partir de um cone holandês com luva tipo de Bengeman, com ângulo de vértice 60° e área da base igual

a 10 cm². Foram realizados quatro (4) furos, CPT 01, CPT 02, CPT 03 e CPT 04, atingindo respectivamente as profundidades 4,0 m, 5,0 m, 5,0 m e 6,0 m. Todos realizados nas proximidades dos furos SPT e SPT-T. As **Figuras 3.9** e **3.10** mostram algumas etapas da realização dos ensaios.



Figura 0.9 - Execução dos ensaios de CPT (com cone tipo Holandês) – posicionamento do equipamento



Figura 0.10 – Execução dos ensaios de CPT (com cone tipo Holandês) – penetração

Na **Tabela 3.3** está apresentado um resumo das resistências de ponta do cone com a profundidade. Nas **Figuras 3.11** a **3.14** estão as curvas resistência de ponta (q_c) versus profundidade.

Tabela 0.3 – Resumo dos valores de resistência à penetração do cone (q_c) medidos nos ensaios de penetração estática com o cone Holandês.

Profundidade (m)	q_c (MPa)			
	CPT 01	CPT 02	CPT 03	CPT 04
0,50	2,95	3,68	2,18	2,87
1,00	1,95	2,58	2,58	1,96
1,50	3,28	2,37	1,69	1,95
2,00	1,65	5,14	1,77	1,49
2,50	1,92	1,62	2,62	2,41
3,00	1,47	3,92	2,06	3,62
3,50	7,85	4,70	5,48	7,72
4,00	21,96	3,77	4,86	12,40
4,50		3,67	13,74	8,48
5,00		22,41	12,10	12,70
5,50				15,75
6,00				17,33

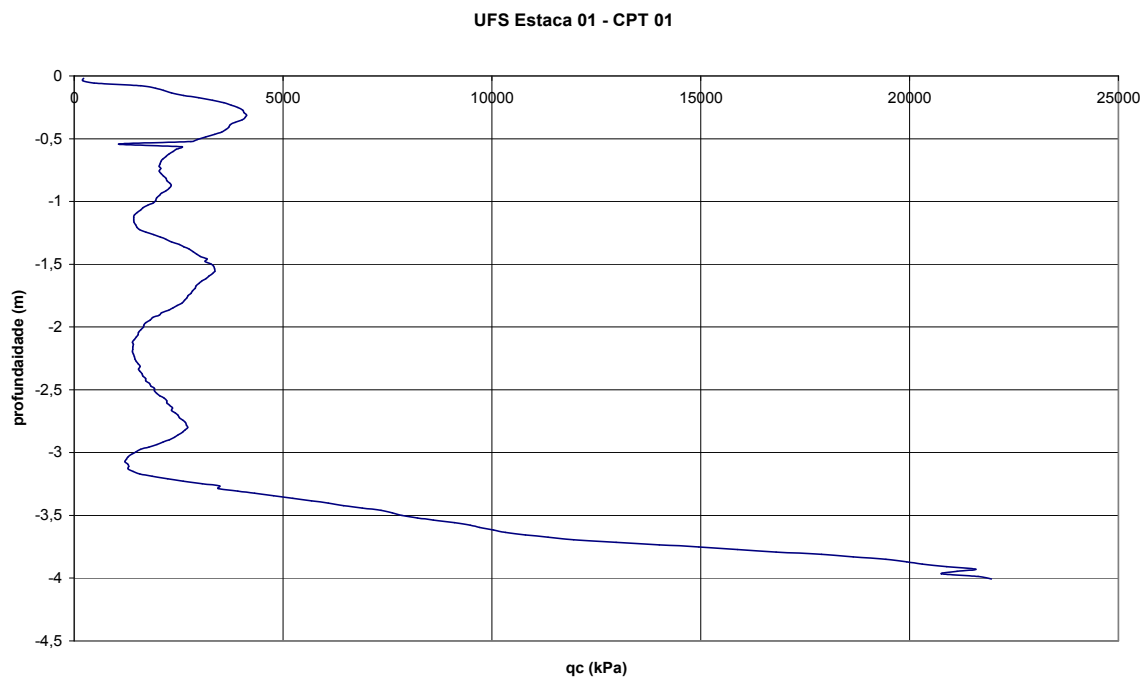


Figura 0.11 - Curva da resistência q_c x profundidade, cone estático Holandês – UFS Estaca 01-CPT

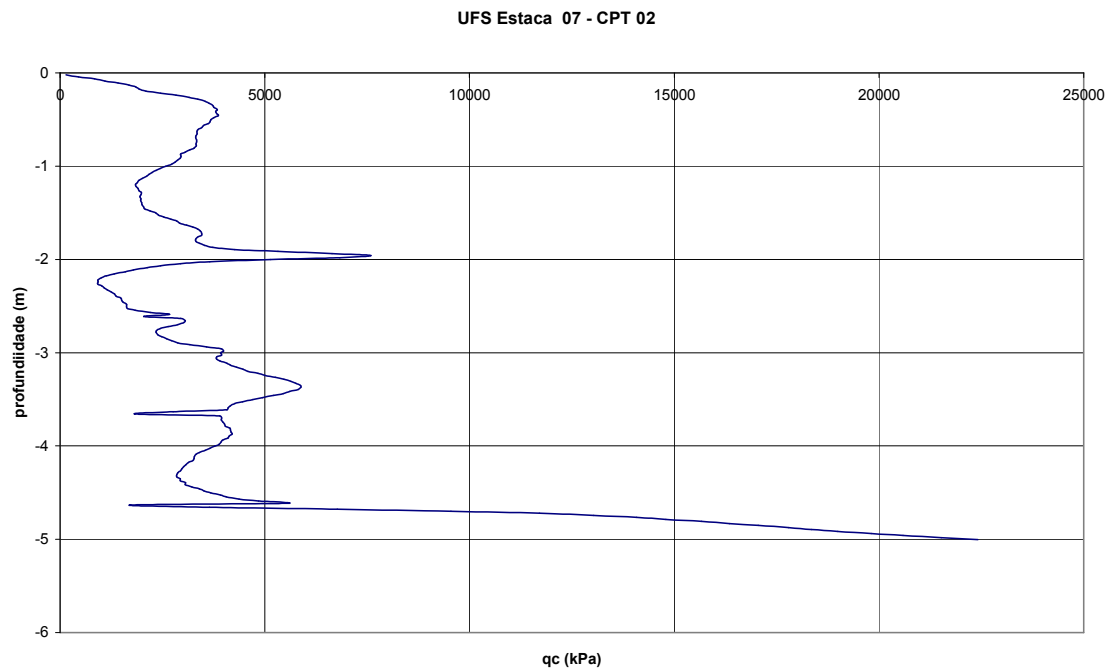


Figura 0.12 - Curva da resistência q_c x profundidade, cone estático Holandês – UFS Estaca 07-CPT 02

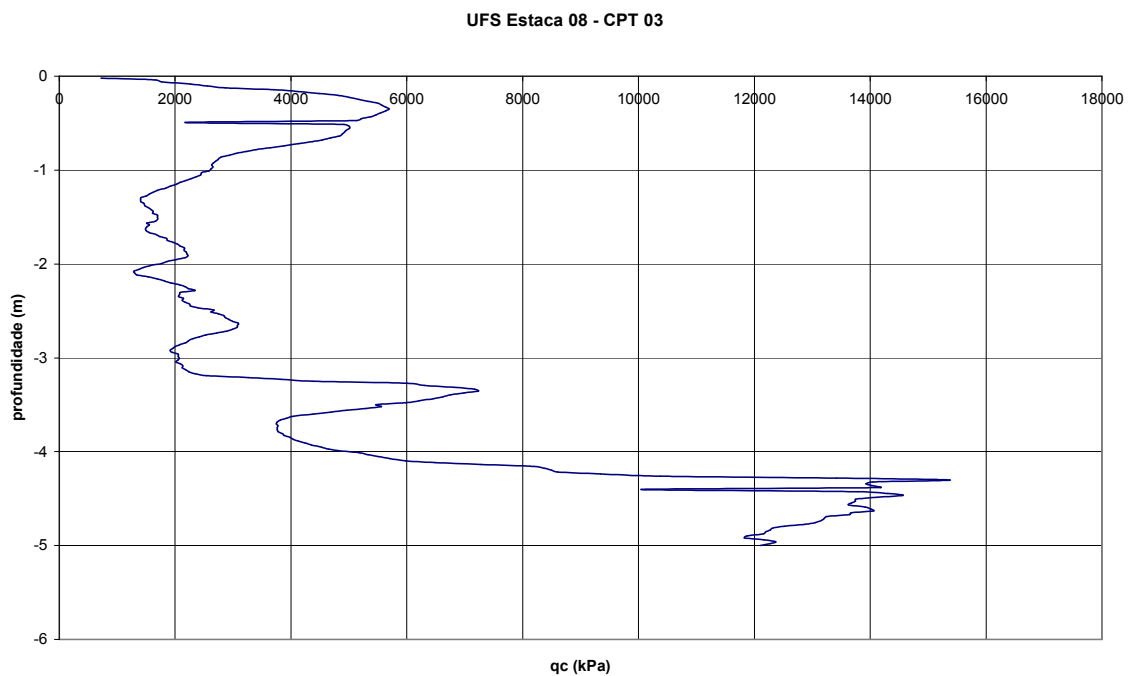


Figura 0.13 - Curva da resistência q_c x profundidade, cone estático Holandês – UFS Estaca 08-CPT 03

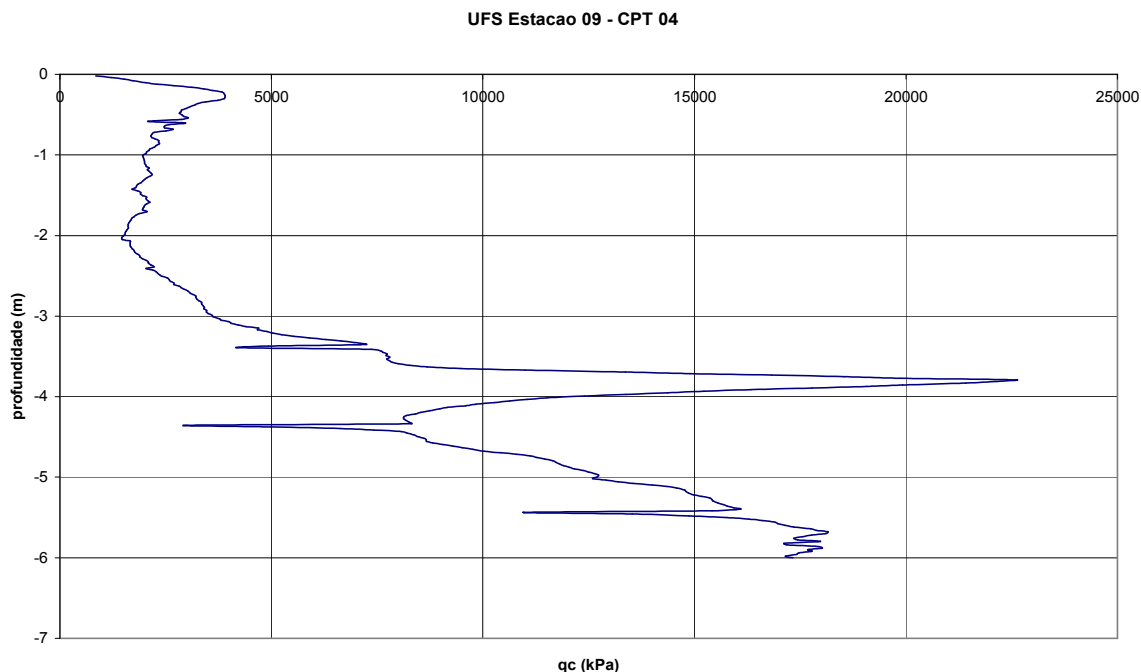


Figura 0.14 - Curva da resistência q_c x profundidade, cone estático Holandês – UFS Estaca 09-CPT 04

Prova de Carga Estática (PLT)

Foram realizadas no campo experimental da UFS duas (2) provas de carga sobre placa, de forma circular, rígida, de aço, com 0,80 m de diâmetro. As provas de carga foram realizadas conforme procedimentos recomendados pela norma ABNT NBR 6489 (1984). As duas provas de carga foram iniciadas e concluídas no mesmo dia, sendo uma no dia 14/12/2005, atingido a tensão de 198,94 kPa e recalque = 14,657 mm; a segunda, foi realizada no dia 15/11/2005, e atingiu a tensão de 99,47 kPa, com recalque igual a 3,050 mm. Ambas foram realizadas a uma profundidade de 0,60 m idealizando-se adequação na comparação com os dados dos demais ensaios, principalmente com os resultados de penetração estática manual. As **Figuras 3.15 e 3.16** mostram o ensaio. Os resultados das provas de carga estática estão dispostos nas **Figuras 3.17 e 3.18**.



Figura 0.15 - Execução do ensaio de prova de carga estática – posicionamento da viga de referência



Figura 0.16 - Execução do ensaio de prova de carga estática – aparelhagem do ensaio

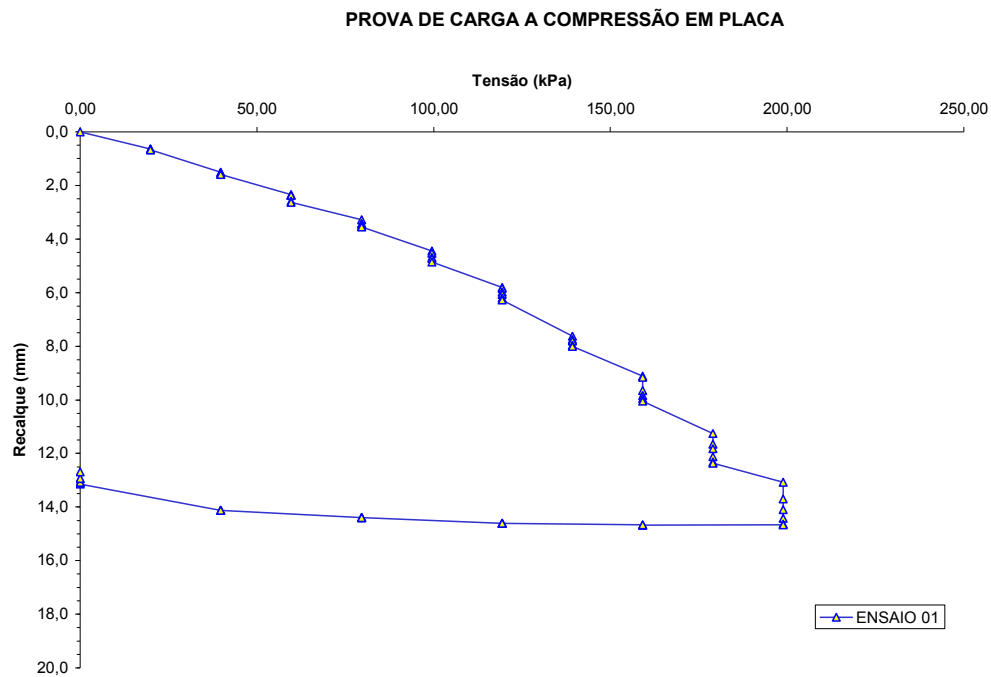


Figura 0.17- Curva carga x recalque de provas de carga estática – PLT 01

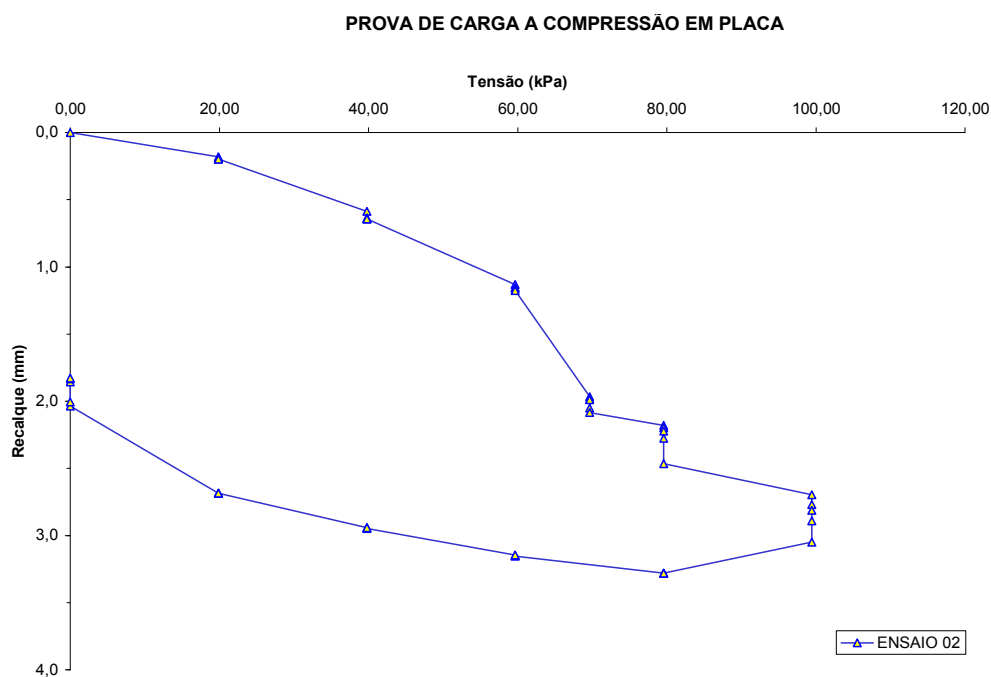


Figura 0.18 - Curva carga x recalque de provas de carga estática – PLT 02

1.7.2.4 - Ensaio com Penetrômetro Manual

Os ensaios com penetrômetro estático manual foram realizados em quatro (04) cavas próximas às sondagens SPT, aos furos CPT e aos locais aonde foram feitas as provas de carga em placa de 80 cm de diâmetro. Essa proximidade foi adotada tendo em vista obter uma boa comparação de resultados dos

diferentes ensaios executados. As quatro cavas executadas para os ensaios com penetrômetro manual tinham as dimensões de 1,30 m x 1,30 m, com aproximadamente 0,60 m de profundidade. Em cada cava foram executados também ensaios de densidade in situ logo depois dos ensaios de penetração. O esquema apresentado na **Figura 3.19** mostra a locação dos ensaios.

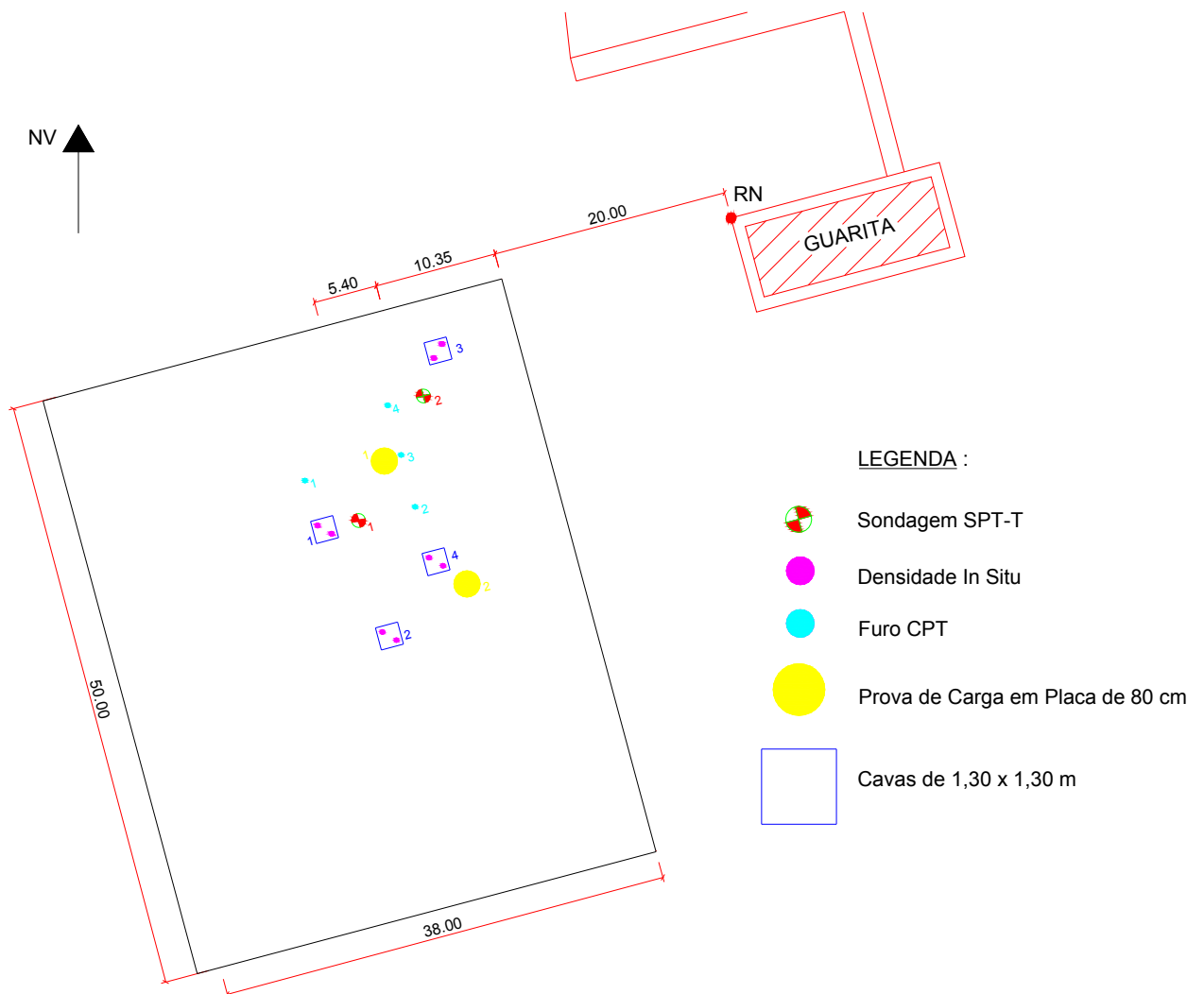


Figura 0.19 - Esquema de locação das cavas dos ensaios de penetração estática, densidade in situ, prova de carga em placa, SPT-T e CPT

1.7.3 - Segunda campanha de ensaios: Cabedelo

Situada no litoral paraibano, a cidade de Cabedelo é responsável por grande parte dos produtos que saem e chegam à Paraíba, visto que ela abriga o Porto estadual, local onde foi realizada a segunda campanha de ensaios desta pesquisa. Esse local foi estrategicamente escolhido pelo fato de estarem sendo realizadas naquele momento diversas sondagens com SPT, onde paralelamente foram realizados os ensaios de penetração estática manual.

1.7.3.1 - Caracterização geotécnica: Ensaios de laboratório

A caracterização do perfil geotécnico presente em Cabedelo consistiu na determinação das distribuições dos tamanhos das partículas, realizada a partir do ensaio de análise granulométrica por peneiramento.

Os agregados, graúdo e miúdo, usados para a realização dos ensaios, foram colocados em estufa calibrada a 110°C, por um período mínimo de 24 horas. Em seguida, como é de praxe neste tipo de ensaio de laboratório, foi feita a homogeneização do material usando-se a técnica de quartearmento.

As amostras de areia, nas frações graúda e miúda, foram inicialmente pesadas, separadamente, nas frações recomendadas de acordo com as especificações da norma ABNT NBR 7181 (1984). Em seguida, depois de pesadas, essas frações foram colocadas em sacos plásticos para início da realização dos ensaios.

Nas **Figuras 3.20, 3.21 e 3.22** estão apresentadas as curvas granulométricas referentes às amostras coletadas dos furos de sondagem SPT 03, Cava 01-Porto e Cava 02-Porto.

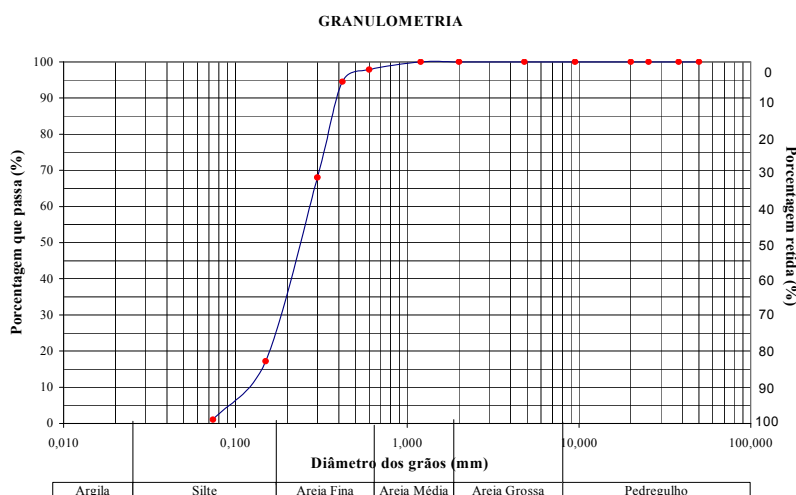


Figura 0.20 - Curvas granulométricas para amostra do furo SPT 03

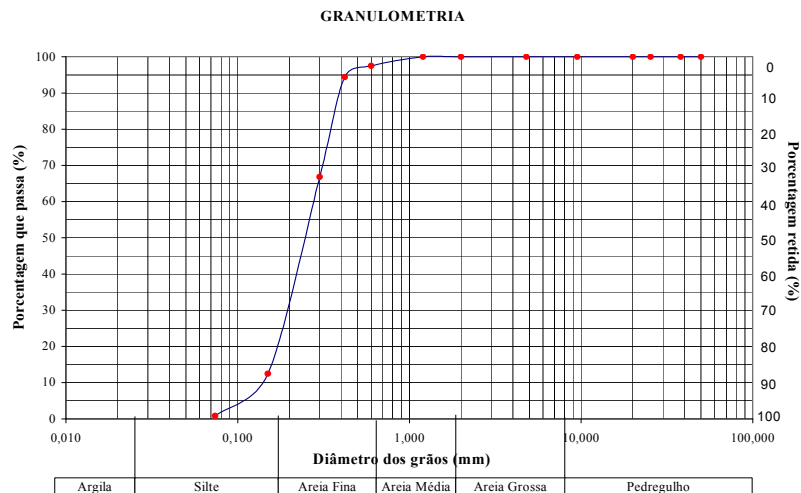


Figura 0.21 - Curvas granulométricas para amostra da cava 01 do Porto

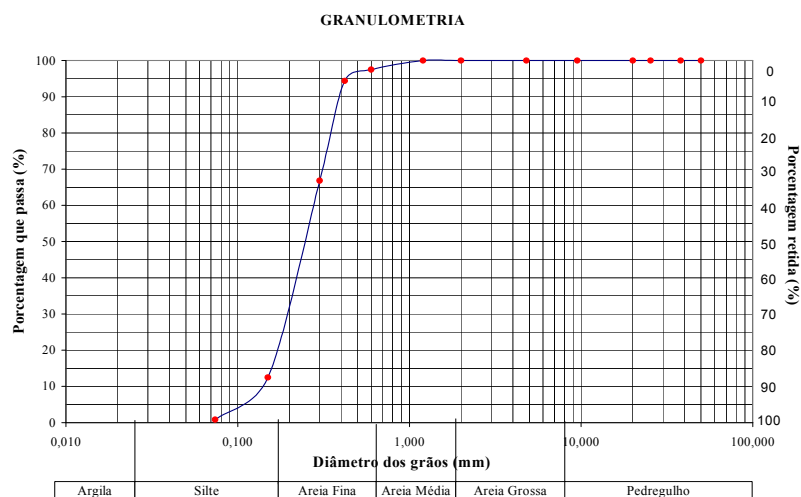


Figura 0.22 – Curvas granulométricas para amostra da cava 02 do Porto

1.7.3.2 - Caracterização geotécnica: Ensaio de campo

Sondagens com SPT

Em Cabedelo foram executados três furos de sondagem SPT, que atingiram as profundidades de 7 m (na orla de Cabedelo), 17,45 m e 16,45 m (Porto de Cabedelo). Um dos furos localizados na orla foi realizado no dia 22/11/2006 e o N.A. se encontrava a 1,0 m do nível do terreno. Os outros dois foram realizados no dia 23/11/2006 com medida do N.A. de 2,0 m abaixo do nível do terreno. Os perfis de sondagens com as respectivas informações de profundidade atingida e N.A. podem ser vistos nas **Figuras 3.23, 3.24 e 3.25.**

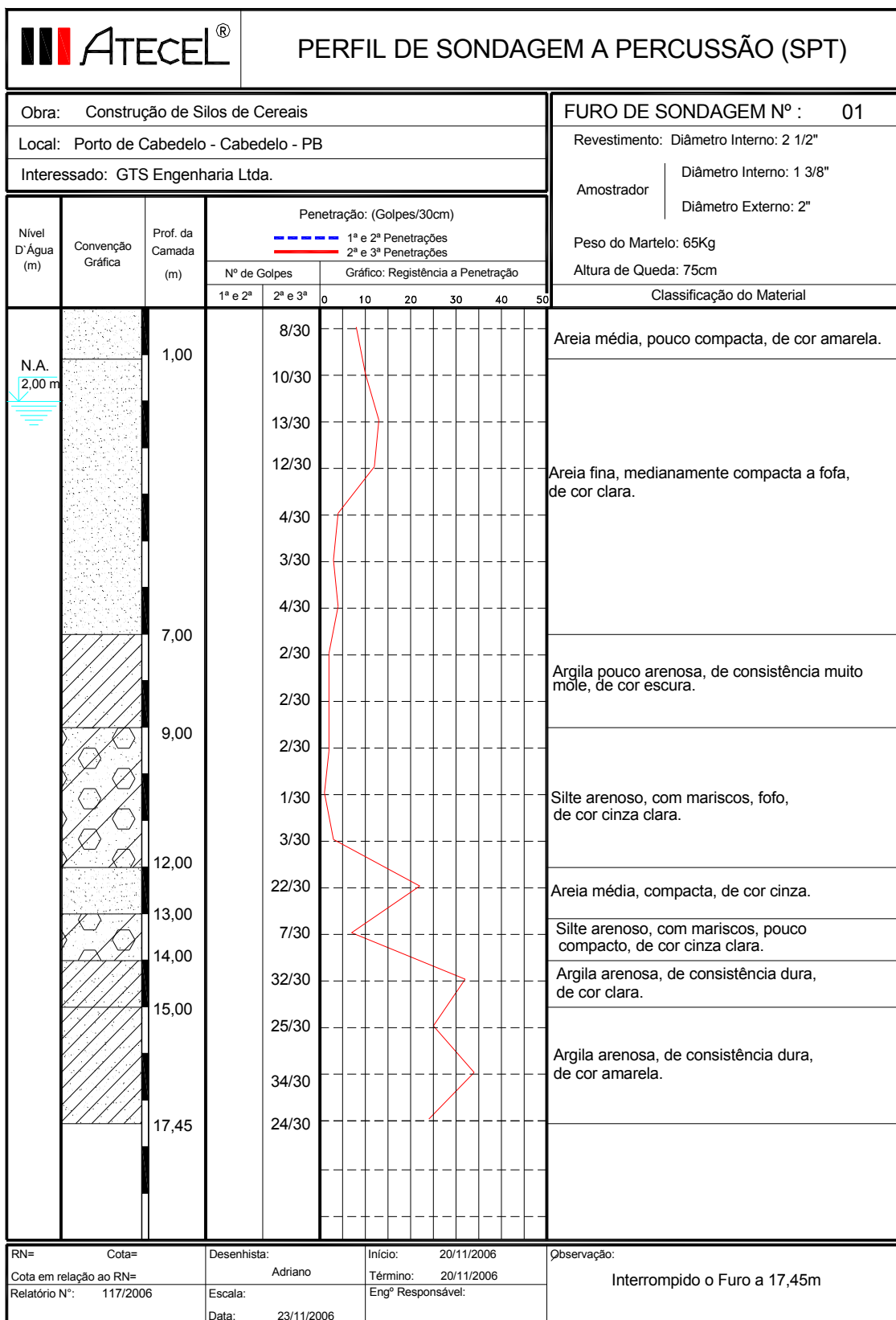


Figura 0.24 - Perfil de sondagem do furo SPT 01 – Porto

1.7.3.3 - Ensaios com Penetrômetro Manual

Foram realizados ensaios de penetração estática em três (03) cavas, sendo duas (02) no interior do porto de Cabedelo, na área de ampliação de silos da empresa Vitamilho, e uma (01) no perímetro da orla pertencente à área urbana da cidade, sendo todas próximas às sondagens SPT, o que permite realizar estudos comparativos com os dados provenientes dos diferentes ensaios. As três cavas possuem as dimensões de 1,30 x 1,30 m e profundidade igual a 0,60 m. Nas cavas foram executados ensaios de densidade in situ imediatamente após a execução dos ensaios penetrométricos. Os esquemas apresentados nas **Figuras 3.26 e 3.27** mostram a locação dos ensaios desta campanha.

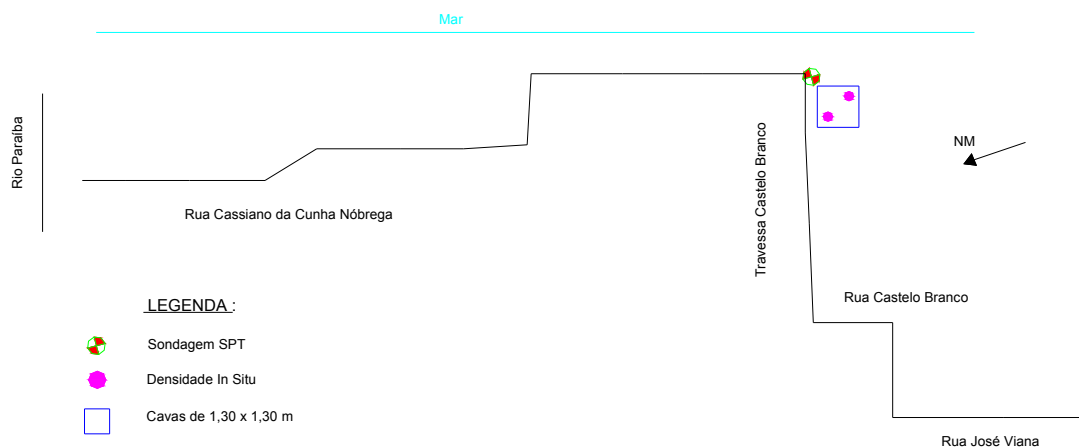


Figura 0.26 – Orla de Cabedelo – Esquema de locação das cavas, dos ensaios de penetração estática, densidade in situ e SPT

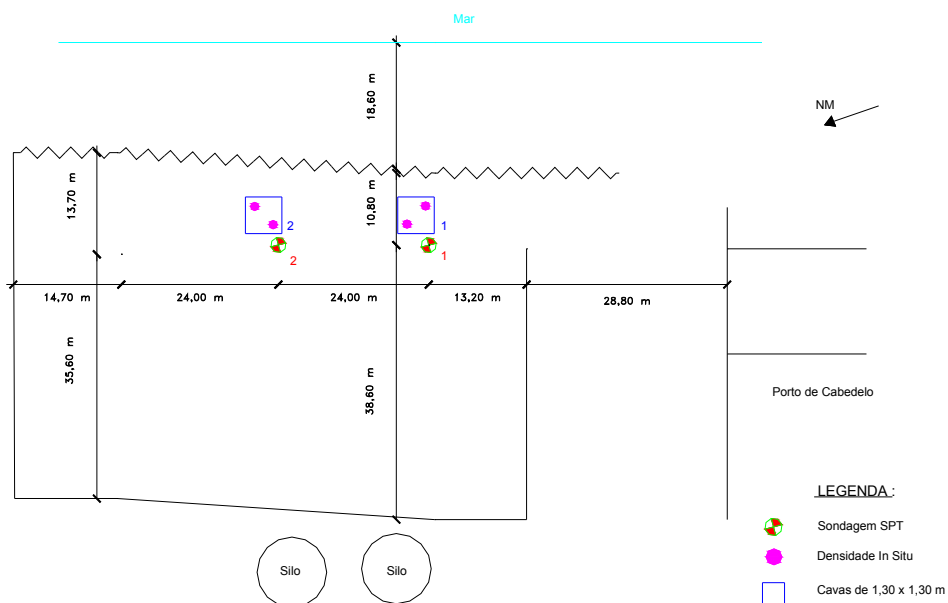


Figura 0.27 - Porto de Cabedelo – Esquema de locação das cavas, dos ensaios de penetração estática, densidade in situ e SPT

1.8 - PENETRÔMETRO MANUAL UTILIZADO NA PESQUISA

Para a realização dos ensaios foi utilizado um penetrômetro de solos, de propriedade da UFCG, marca SOLOTEST, conforme mostrado na **Figura 3.28**. Esse equipamento tem como princípio a medição (a partir de um anel dinamométrico) da força estática necessária para provocar uma determinada penetração no terreno. Com base na área de seção transversal da ponta cônica do penetrômetro se pode determinar a resistência (R) do solo para qualquer valor de penetração da seguinte forma: i) penetra-se o penetrômetro no solo e lê-se o valor da deformação; ii) multiplica-se essa deformação pelo valor da constante do anel dinamométrico e obtém-se o valor da carga aplicada; iii) divide-se o valor da carga aplicada pela área da base da ponta cônica.

Esse equipamento é relativamente versátil, podendo ser empregado tanto em campo quanto em laboratório.

O equipamento é constituído de uma maçaneta dupla (guidão), quatro (04) hastes de 381 mm de comprimento, um anel dinamométrico com capacidade para 1 kN, uma ponta cônica removível, com área de seção transversal igual a 6,33 cm², três (03) luvas para conexão das hastes. Sempre acompanha o equipamento um certificado de calibração do anel. O relógio comparador, parte integrante do anel dinamométrico, possui uma trava para permitir que o operador faça uma leitura mais precisa. Depois de efetuada uma leitura, apertando-se um botão que existe embaixo do mostrador, o ponteiro retornará à posição zero inicial. Caso contrário, o ponteiro permanecerá indicando a última leitura registrada (**Figura 3.29**). Portanto, trata-se de um aparelho simples e de fácil operação.



Figura 0.28 – Penetrômetro manual utilizado



Figura 0.29 – Detalhe do penetrômetro manual utilizado

Após a montagem do penetrômetro, é necessário verificar se as luvas de conexão se encontram bem acopladas e se o relógio comparador está devidamente fixado. Em seguida, posiciona-se o conjunto formado pela ponteira cônica, a haste-guia e anel dinamométrico, cujo conjunto deverá ficar perfeitamente na posição vertical, zerando-se na seqüência o relógio comparador. Finalmente, é só realizar um esforço vertical no sistema para dar início à penetração e registrar a força aplicada ao penetrômetro.

1.8.1 - Adaptação

Durante as campanhas de ensaios, foi feita uma adaptação no penetrômetro estático empregado objetivando-se obter medidas de resistências a determinadas profundidades de penetração, para atender às necessidades da pesquisa. Para isso, foi acoplada à haste uma régua plástica impermeável, que permitiu realizar com maior controle e acurácia as leituras das penetrações do conjunto haste-ponta. Essa adaptação está mostrada em detalhes na **Figura 3.30**.



Figura 0.30 – Foto mostrando a régua colocada para melhorar as leituras de penetração

1.8.2 - Procedimentos de realização dos ensaios penetrométricos manuais

Uma das dificuldades encontradas por quem vai operar o equipamento é que o ensaio não possui norma específica. Por isso, a quantidade de penetrações realizadas em cada cava foi definida aleatoriamente buscando um número de repetições coerente com a prática de engenharia. Nesta pesquisa foram realizadas treze (13) penetrações em cada cava.

Para averiguar se o número de ensaios por cava garantiu a representatividade do local ensaiado, foi realizada uma análise estatística, descrita no item 3.4. Na **Figura 3.31** é mostrada a posição dos pontos onde foram realizados os ensaios penetrométricos dentro de uma cava, que se adotou padrão para todas as campanhas.

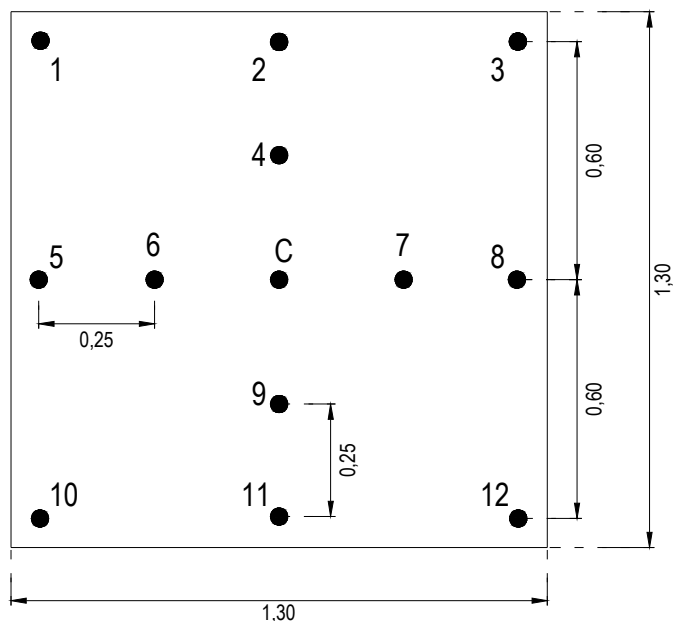


Figura 0.31 - Locação dos pontos de ensaios com penetrômetro no interior das cavas

Para cada penetração foram feitas leituras no relógio comparador do aparelho referentes às profundidades 5,5 cm, 11,0 cm e 16,5 cm. As leituras foram registradas de forma ininterrupta à medida que a penetração avançava.

O processo de penetração é rápido e de fácil manipulação, bastando apenas um operador para o aparelho e um auxiliar para ler as deformações do anel dinamométrico.

Nas **Figuras 3.32 a 3.35** são mostradas algumas etapas comuns na realização do ensaio com o penetrômetro estático manual.

É importante ressaltar que após os procedimentos de montagem do equipamento, posicionamento e zeragem do relógio comparador, é imprescindível que o operador tenha boa sensibilidade e coordenação motora suficiente para conduzir o instrumento com perfeita verticalidade e velocidade de penetração constante (**Figura 3.32 e 3.33**). Manter a velocidade de penetração constante contribui para que o operador mantenha o trabalho sob certo equilíbrio. Novamente, cabe uma ressalva, pois pelo fato de não haver normalização para o ensaio, a velocidade de penetração é adotada pelo operador.



Figura 0.32 - Posicionamento correto do aparelho na cava, posição vertical



(a)

(b)

Figura 0.33 – (a) e (b) Aplicação de esforço vertical pelo operador para cravar o penetrômetro estaticamente

Para se pretender maior acurácia nas leituras de deformação do anel dinamométrico, o auxiliar deve se posicionar de maneira que sua visão fique horizontalmente no mesmo nível do relógio comparador (**Figura 3.34**). Note-se que além de coordenar a ação da penetração pelo operador (caso em que se deseje leituras precedentes à penetração final), o trabalho do auxiliar é fundamental para obtenção de resultados confiáveis e precisos o suficiente para prover uma boa interpretação.



Figura 0.34 - Posicionamento correto do operador para realizar a leitura no anel dinamométrico

Durante um ensaio em que se façam penetrações sucessivas, é interessante realizar uma operação prévia de zeragem do relógio comparador pelo próprio operador do instrumento (**Figura 3.35**). Desse modo, será facilitado o trabalho do auxiliar, bem como serão evitados movimentos indesejáveis que possam vir a perturbar à perfeita interação do sistema penetrômetro-solo.



Figura 0.35 - Procedimento de zeragem do relógio comparador para dar prosseguimento ao próximo ensaio

1.9 - DIFICULDADES ENCONTRADAS

Os problemas encontrados durante a pesquisa experimental foram, em sua maioria, de natureza técnica, relativos a diversos aspectos, que concorreram em grande parte para alteração dos resultados obtidos nos ensaios com o penetrômetro estático manual. A existência de bolsões de formigueiros, raízes de árvores e pedregulhos eram facilmente percebidos pelo equipamento, devido à sensibilidade de registro do anel dinamométrico que é de 0,01 mm e ao seu caráter pontual quanto as penetrações. Adiante são descritas e reveladas as situações que dificultaram a pesquisa, bem como as devidas providências adotadas.

No campo experimental da UFS, durante o processo de escavação, foi verificada a existência de grande quantidade de raízes provenientes de árvores existentes no local, algumas delas de grande porte. Esse fato interferiu nos experimentos, visto que durante a penetração do conjunto ocorria o encontro da ponta do penetrômetro com uma raiz, aumentando bruscamente o valor da força lida, representando um falso aumento de resistência do maciço. Quando a raiz era atravessada, percebia-se uma diminuição considerável na resistência do solo, visto que se tratava de ensaios penetrométricos em areia fofa. Situação parecida foi constatada quando a penetração atingia bolsões de formigueiros, às vezes abandonados, muito comuns na região (**Figura 3.36 a;b**).



(a)

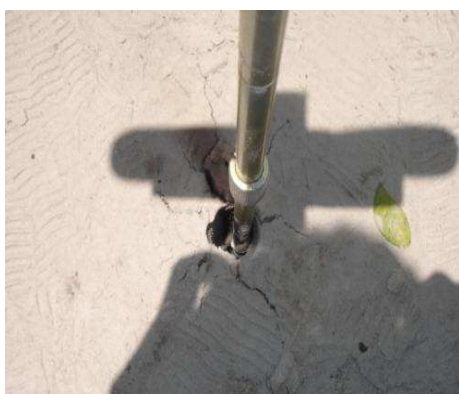


(b)

Figura 0.36 – (a) Formigueiro e (b) bolsão de formigueiro abandonado e raízes

Em Cabedelo, o que motivava súbito aumento de resistência era a existência de pedregulhos presentes no aterro do solo local. Devido à boa sensibilidade do equipamento, foi necessário adotar medidas que contornassem a situação, sendo a mais conveniente o descarte dos registros das penetrações que sofreram tais interferências.

Uma outra situação, também de natureza operacional, foi quanto à definição das profundidades de penetração para os ensaios com o penetrômetro, o que está em consonância com o aspecto da falta de norma para o ensaio. Havia a necessidade de se determinar dois intervalos de penetração para realização de três leituras. Portanto, foi executada uma cava teste, na qual foram realizados quinze (15) testes de penetração, dos quais foram medidas as profundidades e deformações simultaneamente. Observou-se que as penetrações atingiram em média 16,5 cm de profundidade, estabelecendo-se com isso, os intervalos 5,5 cm – 11,0 cm– 16,5 cm. É importante ressaltar que havia uma preocupação inicial relativa à área de influência de uma penetração na vizinhança. Foi constatado que ao cravar o conjunto haste-ponta no maciço de solo em questão ocorriam deformações horizontais que se propagavam num raio máximo de 10 cm, conforme ficou evidenciado no detalhe mostrado nas **Figuras 3.37 (a)**. Por isso, foi decidido que as penetrações seriam executadas a uma distância horizontal mínima igual a 25 cm uma da outra, conforme mostrado na **Figura 3.37 (b)**.



(a)



(b)

Figura 0.37 – (a) Deformações horizontal no solo e (b) Esquema do espaçamento adotado

1.10 - ANÁLISE ESTATÍSTICA DOS RESULTADOS

Foram analisados estatisticamente os resultados obtidos durante a fase experimental da pesquisa. Essas análises compreenderam em uma inferência sobre a média de uma população com variância desconhecida e uma comparação dos coeficientes de variação de dados obtidos com ensaios penetrométricos.

Foi adotado como instrumento de processamento de dados o programa “Statistica”, utilizado na plataforma Windows, além de planilhas do utilitário Excel.

Para se inferir sobre a média amostral dos resultados obtidos com ensaio penetrométrico foi utilizado o teste t de Student.

Como condição de validade desse teste, admitiu-se uma distribuição normal para os dados. Isso implica dizer que, os dados constituem uma amostra aleatória proveniente de uma população normal. Para verificar a suposição de normalidade do teste, utilizou-se o gráfico de caixa e o gráfico de probabilidade normal.

Como indicador para o teste t, foi calculado o valor de P (probabilidade crítica), o qual revela o menor nível de significância que pode ser adotado e em que se rejeita a hipótese nula.

Por último, foram calculados coeficientes de variação dos valores de tensão de ruptura dos ensaios com o penetrômetro estático manual que foram comparados com os coeficientes de variação obtidos por Tsuha (2003).

Finalmente, uma vez tendo sido constatada, estatisticamente, a validade dos dados obtidos com o penetrômetro, os resultados obtidos foram comparados com os de outros ensaios realizados em ambas as campanhas de ensaios, que estão apresentados e discutidos no próximo capítulo.

CAPÍTULO 4

APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

Este capítulo é dedicado à apresentação e análise dos resultados da pesquisa. Inicialmente são discutidos os resultados obtidos a partir dos experimentos realizados para a caracterização geotécnica do campo experimental da UFS e dos locais escolhidos na cidade de Cabedelo. Em seguida, são apresentados os resultados obtidos dos ensaios de penetração estática, realizados com o penetrômetro portátil, acompanhados da análise estatística dos dados colhidos em ambas as campanhas de ensaio. Por fim, a partir dos resultados obtidos de todos os ensaios de campo e laboratório, são feitas comparações dos valores estimados da capacidade de carga do solo entre os diversos métodos disponíveis (teóricos, semi-empíricos e prova de carga), dando ênfase às comparações desses valores estimados com os da resistência do solo baseada na penetração do penetrômetro portátil.

1.11 - CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA

1.11.1 - Granulometria do solo

As partículas que compõem as amostras do solo arenoso do campo experimental da UFS apresentam diâmetros máximos inferiores a 1,2 mm, enquanto para o solo de Cabedelo o diâmetro máximo não passa de 0,6 mm. Portanto, em ambos os casos, trata-se de estudos em depósitos de areias finas. Os resultados da distribuição dos tamanhos das partículas por peneiramento são apresentados nas **Tabelas 4.1 e 4.2**. É pertinente registrar que a granulometria por sedimentação não foi possível, uma vez que a quantidade de finos para o ensaio era insuficiente.

Tabela 0.1 - Distribuição dos tamanhos das partículas do solo do Campo Experimental da UFS

Amostra SPT-T 01 (Profundidade de 0,00 a 3,90m)							
Diâmetro Médio das Partículas (mm)	2.0	1.2	0.6	0.42	0.25	0.15	0.074
Massa que passa (%)	100,0	99,98	99,85	99,55	97,87	82,08	15,88
Amostra SPT-T 02 (Profundidade de 0,10m a 1,00m)							
Diâmetro Médio das Partículas (mm)	2.0	1.2	0.6	0.42	0.25	0.15	0.074
Massa que passa (%)	100,0	100,0	99,83	99,47	97,78	80,45	15,46
Amostra SPT-T 02 (Profundidade 1,00m a 1,90m)							
Diâmetro Médio das Partículas (mm)	2.0	1.2	0.6	0.42	0.25	0.15	0.074
Massa que passa (%)	100,0	100,0	99,81	99,42	97,71	78,63	16,09
Amostra SPT-T 02 (Profundidade 1,90m a 2,20m)							
Diâmetro Médio das Partículas (mm)	2.0	1.2	0.6	0.42	0.25	0.15	0.074
Massa que passa (%)	100,0	100,0	99,36	97,65	89,66	61,90	17,28
Amostra SPT-T 02 (Profundidade 2,20m a 2,50m)							
Diâmetro Médio das Partículas (mm)	2.0	1.2	0.6	0.42	0.25	0.15	0.074
Massa que passa (%)	100,0	99,98	99,79	99,25	96,60	74,63	20,06

Tabela 0.2 - Distribuição dos tamanhos das partículas do solo de Cabedelo

Amostra SPT 03 (Profundidade 0,60m)							
Diâmetro Médio das Partículas (mm)	2.0	1.2	0.6	0.42	0.25	0.15	0.074
Massa que passa (%)	100,0	100,0	97,85	94,55	68,03	17,20	1,05
Amostra da Cava 01-Porto (Profundidade 0,60m)							
Diâmetro Médio das Partículas (mm)	2.0	1.2	0.6	0.42	0.25	0.15	0.074
Massa que passa (%)	100,0	100,0	97,53	94,37	66,78	12,43	0,80
Amostra da Cava 02-Porto (Profundidade 0,60m)							
Diâmetro Médio das Partículas (mm)	2.0	1.2	0.6	0.42	0.25	0.15	0.074
Massa que passa (%)	100,0	100,0	97,59	94,42	66,85	12,51	0,95

1.11.2 - Condições de umidade do solo e densidade do solo in situ

Durante a realização dos ensaios de campo teve-se a preocupação de coletar amostras para registrar as condições dos terrenos em termos de umidade e densidade, porém devido a problemas detectados no aparelho Speedy, foram descartados os valores verificados de umidade e densidade in situ em Cabedelo. Nesse caso, só serão apresentados o teor de umidade natural médio e o valor de peso específico in situ (médio por cava) para o solo do campo experimental de Aracajú, os quais estão apresentados na **Tabela 4.3**.

Tabela 0.3 – Valores médios de umidade e peso específico in situ do campo experimental da UFS

Cava	Peso específico in situ (kN/m ³)	Umidade (%)
01	15,50	5,25
02	16,30	8,10
03	16,60	12,35
04	15,50	6,50
Média	16,00	8,05

O valor de umidade natural, verificado na cava 03, pode ser justificado pela proximidade do N.A. com a superfície onde foram realizados os ensaios com o penetrômetro manual. Nesta cava detectou-se o N.A. na profundidade a 0,20 m da superfície de ensaio.

Para fins de estimativa da capacidade de carga do solo através de métodos teóricos, foi adotado nesta pesquisa o valor médio do peso específico natural do solo igual a 16,00 kN/m³.

1.11.3 - Classificação dos solos nos locais da pesquisa

1.11.3.1 - Campo experimental da UFS

A partir dos resultados da distribuição dos tamanhos das partículas e sabendo-se que as amostras de solo não apresentam plasticidade, o solo foi classificado como A-3 (areia fina com pequena quantidade de silte não plástico), de acordo com o sistema da AASHTO (American Association of State Highw and Transportation Officials) e como SP (areia mal graduada com pouco fino), conforme o SUCS (Sistema Unificado de Classificação dos Solos).

1.11.3.2 - Cabedelo

O solo dos locais pesquisados na cidade de Cabedelo apresenta granulometria semelhante a do campo experimental da UFS e mesma classificação, ou seja, tipo A-3 (areia fina com pequena quantidade de silte não plástico), de acordo com o sistema da AASHTO (American Association of State Highw and Transportation Officials) e tipo SP (areia mal graduada com pouco fino), conforme o SUCS (Sistema Unificado de Classificação dos Solos).

Portanto, trata-se da obtenção da capacidade de carga e da tensão admissível de areias puras submetidas a ações de fundações superficiais.

1.11.4 - Parâmetros de resistência

As amostras coletadas no Campo Experimental da UFS também foram submetidas aos ensaios de Cisalhamento Direto, visando-se obter os parâmetros de resistência ao cisalhamento da areia. De acordo com os dados apresentados na **Tabela 3.2**, item 3.1.2.2, os valores do ângulo de atrito do material estão variando entre $31,1^\circ$ e $31,9^\circ$, com intercepto coesivo entre 10,1 kPa e 14,3 kPa (**Figura 4.1 e 4.2**). As amostras foram colhidas nas proximidades dos furos de sondagem SPT-T 01 e SPT-T 02, respectivamente. Assim como não foram verificados o teor de umidade natural e densidade in situ para o solo dos locais ensaiados em Cabedelo, também não foram realizados ensaios de cisalhamento direto.

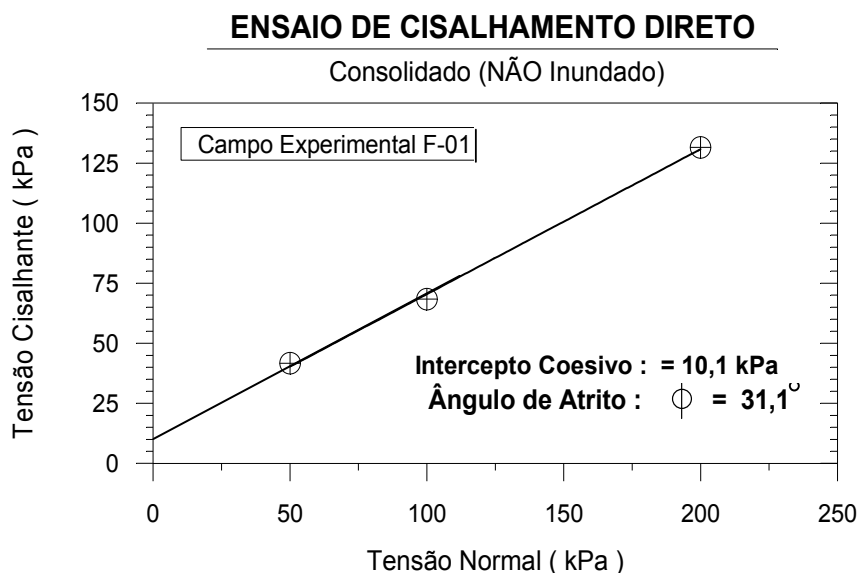


Figura 0.1 - Envoltória do ensaio de cisalhamento direto para amostra próxima do SPT-T 01

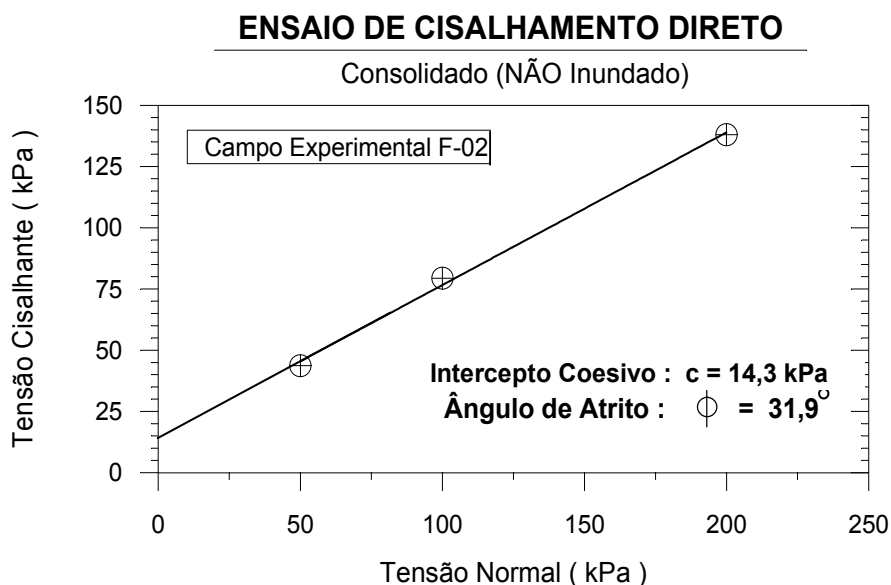


Figura 0.2 - Envoltória do ensaio de cisalhamento direto para amostra próxima do SPT-T 02

Guardadas as devidas limitações do ensaio de cisalhamento direto, os valores de ϕ obtidos parecem coerentes com a natureza do solo testado. A ressalva fica por conta do intercepto coesivo encontrado, que se deve provavelmente à fração fina presente na matriz arenosa, associada às condições de umidade natural do material.

1.11.5 - Sondagens com SPT

A partir da interpolação linear dos resultados obtidos das sondagens, apresentados no Capítulo 3, foi produzida a **Tabela 4.4**, que apresenta os valores de N_{SPT} utilizados para os cálculos da tensão de ruptura e tensão admissível, correspondentes aos métodos semi-empíricos de estimativa da capacidade de carga. Para se ter uma idéia da variação da resistência com a profundidade, foi criado o gráfico N_{SPT} versus profundidade para o campo experimental da UFS e para Cabedelo, os quais estão apresentados nas **Figuras 4.3 e 4.4**.

Com base nos valores do N_{SPT} é possível classificar o solo presente na camada compreendida entre 0,60 m a 3,0 m (profundidade de abrangência do bulbo de tensões) como areia fofa, em termos de compactidade. Portanto, conjuntamente com a descrição visual-tátil, o solo em estudo é uma areia fina, fofa, de cor branca. É um solo que não está contemplado na tabela de tensão admissível da ABNT NBR 6122 (1996).

O mais próximo seria uma areia medianamente compacta, cujo valor de σ_0 seria da ordem de 200 kPa. Essa norma faz o seguinte alerta: “a implantação de fundações em solos constituídos por areias fofas, argilas moles, siltes fofos ou moles, aterros e outros materiais só pode ser feita após cuidadoso

estudo com base em ensaios de laboratório e campo, compreendendo o cálculo de capacidade de carga (ruptura), e a análise da repercussão dos recalques sobre o comportamento da estrutura”.

A comparação entre os perfis de sondagens do Campo Experimental da UFS e de Cabedelo, na faixa de interesse desse estudo (3 metros de profundidade), mostra que o solo da primeira campanha de ensaios (UFS) é ligeiramente mais fofo do que o de Cabedelo, conforme pode ser observado nas **Figuras 4.3 e 4.4**. Neste caso, a tensão admissível do solo do campo experimental da UFS seria menor do que a σ_{adm} do solo da segunda campanha.

É importante frisar que este comentário está levando em conta que os equipamentos de SPT operam com níveis de eficiência semelhantes, o que pode ser pouco provável.

Tabela 0.4 – Valores de N_{SPT} com a profundidade

Profundidade (m)	N_{SPT}				
	Campo Experimental UFS		Cabedelo		
	SPT-T 01	SPT-T 02	SPT 03	SPT 01-PO	SPT 02-PO
0,60	6	4	5	8	11
1,00	6	5	6	9	11
1,25	5	4	7	10	11
1,50	4	4	8	10	10
2,00	3	3	9	12	7
2,50	4	7	10	13	5
3,00	5	10	8	12	6

SPT01-PO: SPT realizado próximo a Cava 01 do Porto de Cabedelo

SPT02-PO: SPT realizado próximo a Cava 02 do Porto de Cabedelo

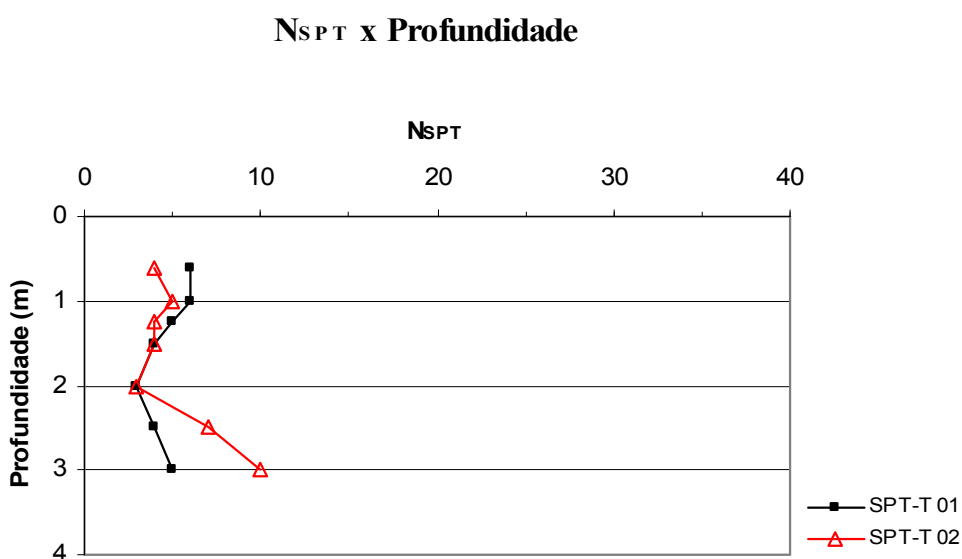


Figura 0.3 - N_{SPT} versus profundidade para o Campo Experimental da UFS

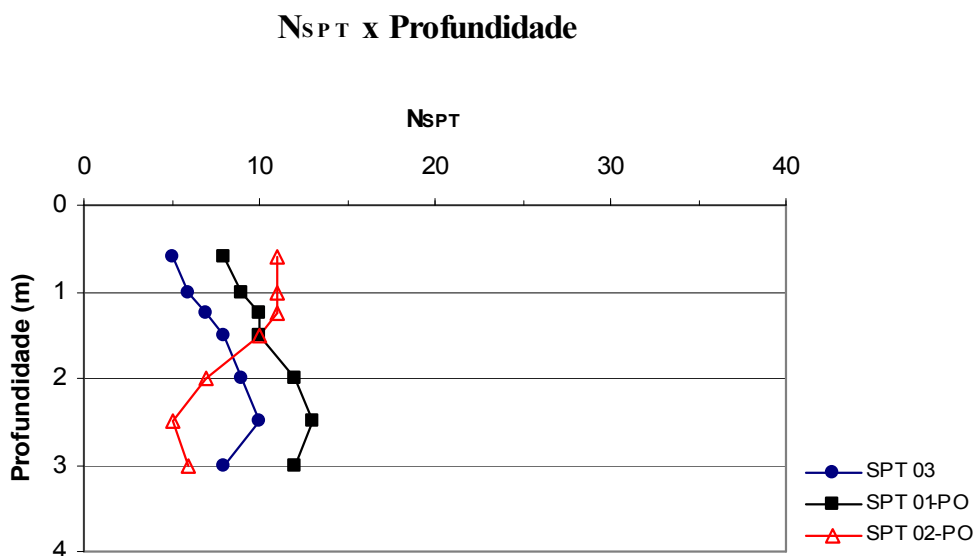


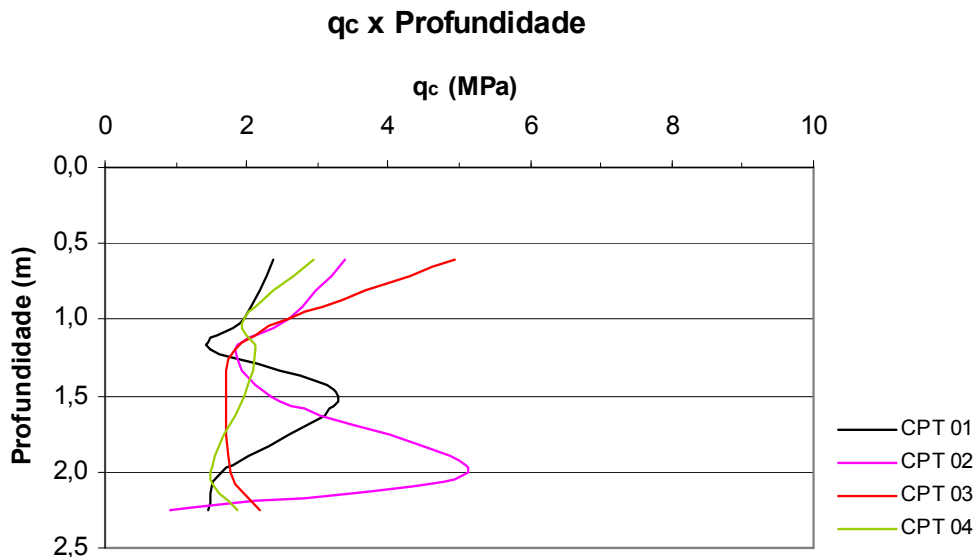
Figura 0.4 - N_{SPT} versus profundidade para Cabedelo

1.11.6 - Ensaios com cone elétrico – CPT

Da interpolação linear dos resultados obtidos com os ensaios de cone elétrico (CPT), apresentados no Capítulo 3, foi estabelecida a **Tabela 4.5**. Esta tabela mostra os valores de resistência de ponta que serão utilizados nos cálculos de estimativa da tensão de ruptura e tensão admissível, a partir dos métodos semi-empíricos de estimativa da capacidade de carga baseados nesse ensaio de campo. Com os dados da tabela foi possível criar um gráfico resistência de ponta (q_c) versus profundidade, o qual permite observar uma variação em torno de 1,0 MPa a 5,0 MPa, aproximadamente, dos valores de q_c (**Figura 4.5**).

Tabela 0.5 – Valores de q_c com a profundidade

Profundidade (m)	q_c (kPa)			
	Campo Experimental da UFS			
	CPT 01	CPT 02	CPT 03	CPT 04
0,60	2368,0	3371,0	4925,8	2954,3
1,00	1954,2	2583,6	2586,5	1965,7
1,20	1500,1	1842,1	1845,0	2109,4
1,50	3276,2	2336,4	1695,6	1954,2
2,00	1655,3	5141,3	1770,3	1494,4
2,25	1454,2	928,3	2172,6	1879,5



1.11.7 - Prova de carga sobre placa (PLT)

As curvas tensão x recalque das duas provas de carga sobre placa realizadas no campo experimental da UFS estão mostradas nas **Figuras 4.6 e 4.7**. A prova de carga identificada como PLT 01 foi conduzida até à tensão de 200 kPa, com recalque da ordem de 15 mm, enquanto a PLT 02 só atingiu 100 kPa, por limitações da reação (eixo de carroceria), com recalque medido inferior a 5 mm. Percebe-se das duas curvas que não há evidências nítidas de ruptura do sistema solo-placa, sugerindo a adoção de algum processo para a obtenção da tensão de ruptura e, conseqüentemente, da tensão admissível do solo. Um método bastante utilizado para se extrapolar a curva tensão x recalque é o de Van Der Veen (1953), o qual propõe a seguinte expressão:

$$\sigma = \sigma_r (1 - e^{-\alpha \cdot r}) \quad [43]$$

em que,

σ e r são as coordenadas dos pontos da curva tensão x recalque

σ_r é a tensão de ruptura a determinar

α é um coeficiente que define a forma da curva

Apesar da expressão acima ter sido desenvolvida para o caso de provas de carga em estacas, ela vem sendo empregada no meio técnico brasileiro para o caso de provas de carga direta em placa e em sapatas, por exemplo. Porém, é necessário cuidado quanto às interpretações dos resultados da aplicação desse método nesses casos.

A partir dos dados de tensão versus recalque apresentadas no Capítulo 3 e com o emprego do processo de extrapolação proposto por Van Der Veen (1953), foram obtidos os valores da tensão de ruptura e da tensão admissível do solo, conforme procedimento citado no item 2.2.7 do Capítulo 2. Esses valores estão dispostos na **Tabela 4.6**. Das curvas mostradas nas **Figuras 4.6 e 4.7** pode-se observar que as curvas extrapoladas se apresentam bem ajustadas às respectivas curvas experimentais, para as duas provas de carga (PLT 01 e PLT 02), revelando a boa qualidade das extrapolações alcançadas.

A curva do ensaio está identificada como “Real”, enquanto que a curva ajustada está identificada como “250 kPa”, que foi o valor da tensão de ruptura que forneceu o melhor ajuste. Para aplicação do método, adotou-se como critério de aceitação da carga de ajuste de ruptura o maior valor do coeficiente de determinação (R^2) obtido através das várias tentativas de ajuste para obtenção da tensão de ruptura.

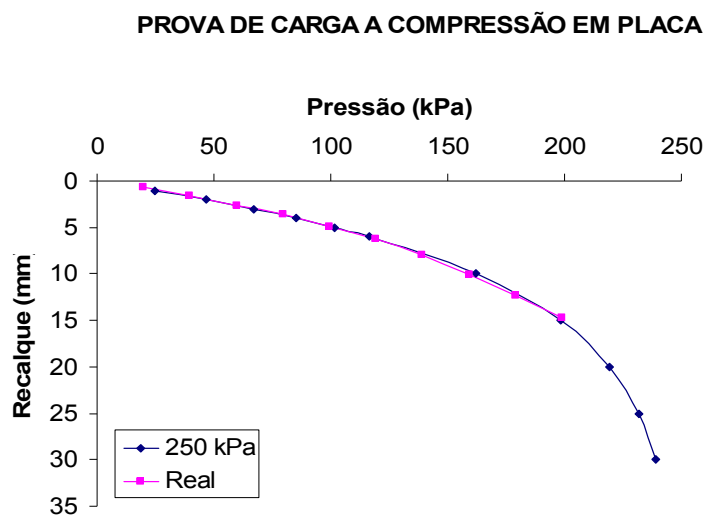


Figura 0.6 - Curva tensão x recalque real e ajustada - PLT 01

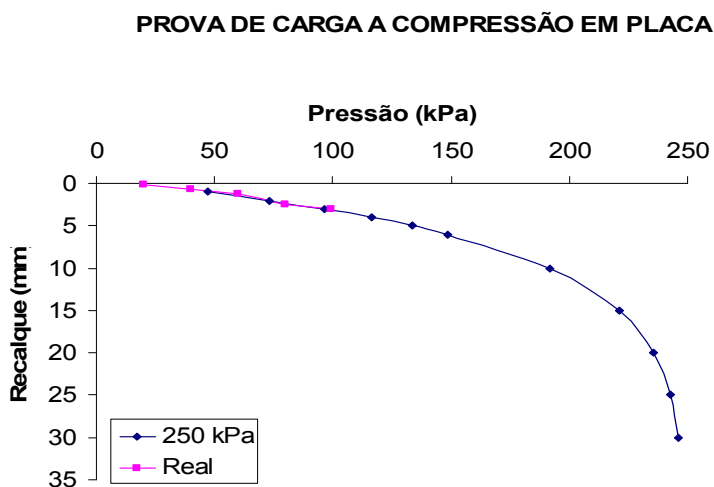


Figura 0.7 - Curva tensão x recalque real e ajustada - PLT 02

Tabela 0.6 – Valores de tensão de ruptura e de tensão admissível a partir da prova de carga

Campo Experimental da UFS				
Ensaio	σ_r (kPa)	σ_{25} (kPa)	$\sigma_{25/2}$ (kPa)	σ_{10} (kPa)
PLT 01	250,00	231,90	115,95	162,30
PLT 02	250,00	242,80	121,40	191,90
Média	250,00	237,35	118,68	177,10

Com base nas curvas tensão x recalque ajustadas foram obtidas as tensões admissíveis através da aplicação dos critérios da ABNT NBR 6122 (1996), ou seja, a tensão admissível será a menor entre a metade da tensão para um recalque de 25 mm e a tensão para um recalque de 10 mm. Pela análise das médias dos resultados acima, tem-se que, a tensão de ruptura e a tensão admissível para o solo, são respectivamente, 250,00 kPa e 118,68 kPa. Esses valores parecem razoáveis para o solo em questão, pois se trata de areia fofa, com N_{SPT} médio da ordem de 5. Em itens posteriores serão comparados estes valores com os obtidos através de outros ensaios de campo, dentre eles o SPT.

1.12 - ENSAIOS COM PENETRÔMETRO ESTÁTICO MANUAL

Nas **Tabelas 4.7 e 4.8** são apresentados os resultados dos ensaios penetrométricos realizados no campo experimental da UFS e em Cabedelo. Os resultados estão dispostos de tal forma que a resistência do solo à penetração do penetrômetro manual, identificada por R, está associada à profundidade de penetração.

Tabela 0.7 – Valores de resistência do solo à penetração do penetrômetro manual

Cava	Campo Experimental da UFS														
	1			2			3			4					
Penetração (cm)	5,5	11,0	16,5	5,5	11,0	16,5	5,5	11,0	16,5	5,5	11,0	16,5	5,5	11,0	16,5
Leitura (centro)	R (kPa)	R(kPa)	R (kPa)	R (kPa)	R (kPa)	R (kPa)	R (kPa)	R (kPa)	R (kPa)	R (kPa)	R (kPa)	R (kPa)	R (kPa)	R (kPa)	R (kPa)
1	287,32	778,00	*	160,36	603,00	915,25	160,36	417,71	657,90	228,99	572,12	846,62	228,99	572,12	846,62
2	352,51	880,94	*	191,24	527,51	867,21	143,20	407,41	675,06	160,36	428,00	585,84	160,36	428,00	585,84
3	201,54	729,96	*	167,22	297,61	668,19	198,10	568,69	747,11	201,54	558,39	894,66	201,54	558,39	894,66
4	242,71	544,67	928,97	167,22	331,93	524,08	160,36	325,06	414,28	174,08	414,28	592,71	174,08	414,28	592,71
5	256,44	661,33	1059,36	222,12	565,25	911,82	129,48	170,65	376,53	201,54	496,63	778,00	201,54	496,63	778,00
6	256,44	606,43	949,56	215,26	421,14	692,21	163,79	304,47	311,34	153,50	373,10	627,02	153,50	373,10	627,02
7	235,85	578,98	860,35	211,83	431,43	760,84	198,10	386,83	386,83	153,50	331,93	469,18	153,50	331,93	469,18
8	246,14	465,75	980,44	222,12	616,72	915,25	160,36	280,46	283,89	228,99	489,77	839,76	228,99	489,77	839,76
9	253,00	280,46	283,89	215,26	513,78	819,17	191,24	355,94	417,71	187,81	469,18	675,06	187,81	469,18	675,06
10	139,77	620,16	1079,95	222,12	627,02	946,13	194,67	263,30	263,30	194,67	578,98	839,76	194,67	578,98	839,76
11	222,12	678,49	1093,68	228,99	431,43	874,07	150,07	307,91	338,79	201,54	503,49	846,62	201,54	503,49	846,62
12	184,38	458,88	977,01	215,26	554,96	856,92	122,61	270,16	283,89	187,81	469,18	983,88	187,81	469,18	983,88
Média	236,11	599,30	910,10	202,59	493,99	804,13	166,17	338,52	425,36	186,49	468,12	733,65	186,49	468,12	733,65
DP	52,27	155,48	233,64	23,95	105,26	125,82	25,96	96,09	161,64	26,93	76,62	156,98	26,93	76,62	156,98
CV	0,22	0,26	0,26	0,12	0,21	0,16	0,16	0,28	0,38	0,14	0,16	0,21	0,14	0,16	0,21

* Não há valor de resistência porque não foi possível a penetração até 16,5 cm

Tabela 0.8 – Valores de resistência do solo à penetração do penetrômetro manual

Cava	Cabedelo											
	Praia				1 - Porto				2 - Porto			
	5,5	11,0	16,5	5,5	11,0	16,5	5,5	11,0	16,5	5,5	11,0	16,5
Penetração (cm)	R	R (kPa)	R (kPa)	R (kPa)	R (kPa)	R (kPa)	R (kPa)	R (kPa)	R (kPa)	R (kPa)	R (kPa)	R (kPa)
Leitura (centro)	126,05	366,24	747,11	170,65	729,96	*	242,71	599,57	1114,27	*	328,49	1124,56
1	191,24	668,19	1097,11	139,77	880,94	*	331,93	1138,28	*	304,47	1079,95	*
2	215,26	592,71	908,39	174,08	743,68	*	208,40	647,61	*	935,84	208,40	647,61
3	194,67	633,88	980,44	160,36	585,84	1196,62	253,00	1110,83	*	1025,05	153,50	414,28
4	153,50	503,49	774,57	167,22	479,47	922,11	273,59	805,45	*	318,20	1059,36	*
5	167,22	489,77	1031,91	263,30	661,33	*	304,47	1079,95	*	222,12	592,71	1021,62
6	160,36	489,77	880,94	115,75	304,47	935,84	208,40	647,61	*	280,46	829,47	*
7	112,32	338,79	812,31	215,26	544,67	1025,05	153,50	414,28	839,76	*	283,89	743,68
8	180,95	355,94	815,74	314,77	623,59	*	318,20	1059,36	*	314,77	1018,19	*
9	129,48	355,94	733,39	232,42	606,43	966,72	222,12	592,71	1021,62	*	280,46	829,47
10	167,22	561,82	798,58	263,30	891,23	*	280,46	829,47	*	283,89	743,68	*
11	160,36	469,18	554,96	256,44	702,51	*	283,89	743,68	*	314,77	1018,19	*
12	95,16	428,00	675,06	208,40	791,72	*	314,77	1018,19	*	314,77	1018,19	*
Média	157,98	481,06	831,58	206,29	657,37	1009,27	270,43	858,76	991,88	270,43	858,76	991,88
DP	34,55	110,19	148,29	57,82	162,08	111,97	53,06	245,62	139,65	53,06	245,62	139,65
CV	0,22	0,23	0,18	0,28	0,25	0,11	0,20	0,29	0,14	0,20	0,29	0,14

* Não há valor de resistência porque não foi possível a penetração até 16,5 cm

1.13 - ANÁLISE ESTATÍSTICA DOS RESULTADOS

Antes dos estudos estatísticos com o teste t, foi verificada a suposição de normalidade dos dados amostrais com a construção de gráficos de probabilidade normal e gráficos de caixa para amostragem aleatória dos valores de resistência do solo à penetração do penetrômetro de cavas dos dois locais ensaiados. Os gráficos e diagramas são apresentados nas **Figuras 4.8 a 4.11**.

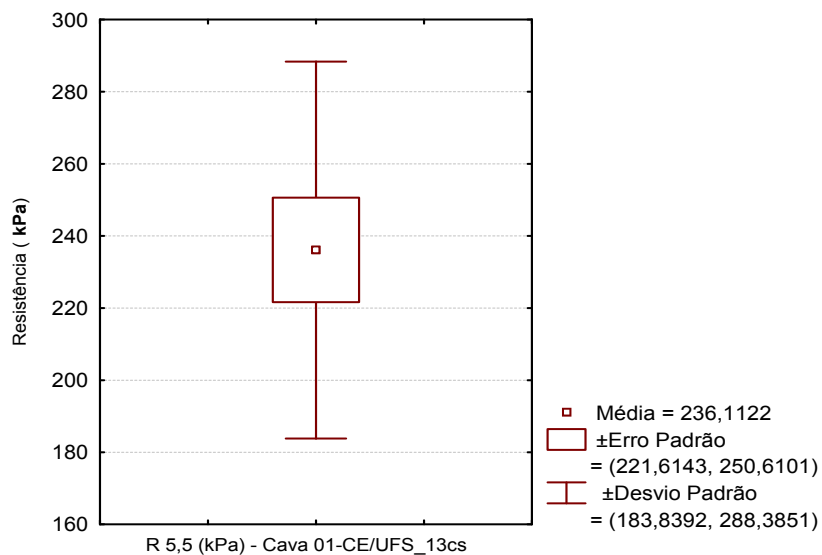


Figura 0.8 - Gráfico de caixa para os valores de resistência do solo à penetração do penetrômetro

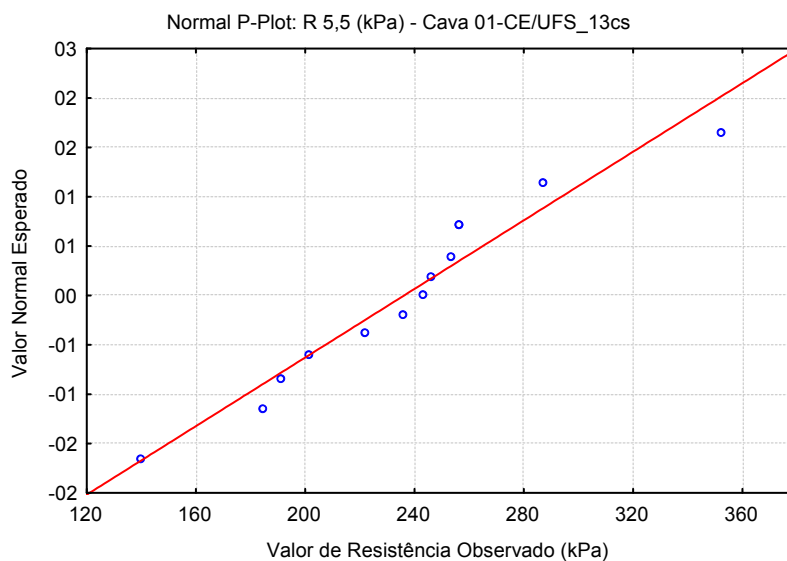


Figura 0.9 - Gráfico de probabilidade normal para os valores de resistência do solo à penetração do penetrômetro

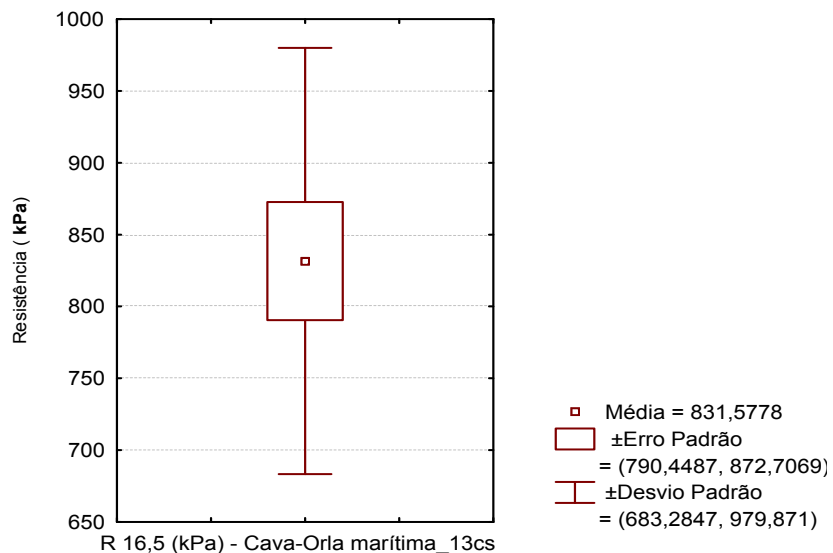


Figura 0.10 - Gráfico de caixa para os valores de resistência do solo à penetração do penetrômetro

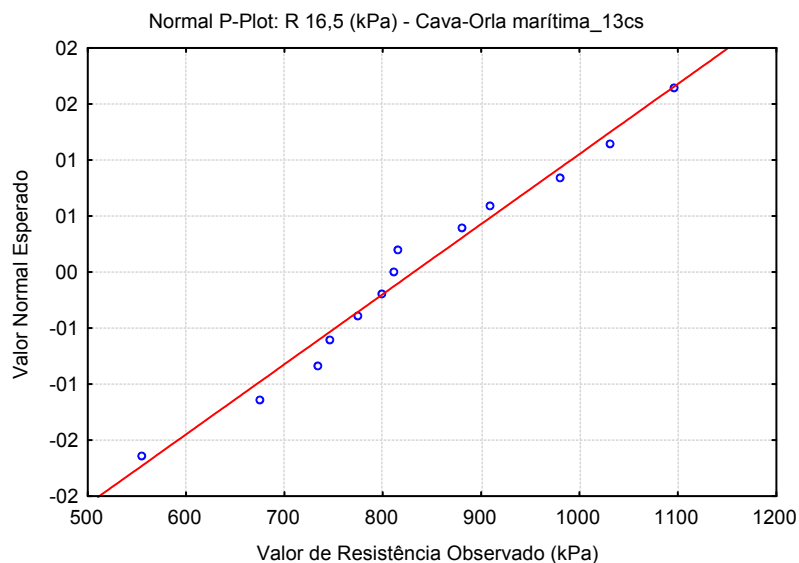


Figura 0.11 - Gráfico de probabilidade normal para os valores de resistência do solo à penetração do penetrômetro

A partir da análise dos gráficos de caixa apresentados, tem-se a impressão de que a amostra analisada provém de uma população simétrica, o que permite avaliar positivamente a suposição de normalidade da distribuição.

Com base nos gráficos de probabilidade normal, pode-se afirmar que, admitida a subjetividade visual do observador, os dados do ensaio com o penetrômetro estático manual obedecem a uma

distribuição normal, que é um modelo apropriado para os dados. Com isso, conclui-se ainda que a suposição de normalidade para o teste é considerada razoável.

Verificada a suposição de normalidade para o teste, foi iniciado o estudo estatístico sobre a média, no qual a amostragem também obedeceu a um processo aleatorizado (13 valores de $R_{5,5}$ de cavas distintas, por exemplo) com os dados resultantes dos locais ensaiados. Então foi aplicado o teste t para quatro (4) casos distintos, apresentados a seguir.

Caso 1: Estudo de uma amostra com 13 observações a fim de verificar a representatividade do local de ensaio.

Caso 2: Estudo de uma amostra com 5 observações com a mesma finalidade do Caso 1.

Caso 3: Estudo de uma amostra com 3 observações para verificar os riscos prováveis da utilização eventual de uma amostra com esse número de réplicas.

Caso 4: Estabelecer um número de observações prático para os ensaios com o penetrômetro portátil de modo a garantir uma boa representatividade da população. Em outras palavras, definir um número de penetrações para verificar a resistência do solo, de maneira que se obtenham valores aproximados da real resistência do solo.

Os resultados dos Casos 1, 2, 3 e 4 podem ser apreciados nas **Tabelas 4.9, 4.10, 4.11 e 4.12**, as quais indicam um valor P de 10^{-6} ; 0,0122; 0,0216 e $1,5 \times 10^{-5}$, demonstrando uma boa probabilidade para um valor observado estar próximo da média amostral. Pode-se concluir também que um número mínimo de três (3) ensaios por cava representa a resistência do solo, porém o número ideal é de dez (10) ensaios, pois com isso poderão ser descartados resultados que venham prejudicar na interpretação dos resultados.

Tabela 0.9 – Teste t para média aplicado a amostra aleatória com 13 réplicas

Variável	Média	N	Desvio Padrão	Erro Padrão da média	Intervalo de Confiança		Valor t	Valor P
					-95,00%	+95,00%		
Resistência R	425,36	13	161,64	44,83	327,69	523,04	9,49	0,000001

Tabela 0.10 – Teste t para média aplicado a amostra aleatória com 5 réplicas

Variável	Média	N	Desvio Padrão	Erro Padrão da média	Intervalo de Confiança		Valor t	Valor P
					-95,00%	+95,00%		
Resistência R	456,14	5	234,74	104,98	164,67	747,61	4,34	0,012205

Tabela 0.11 – Teste t para média aplicado a amostra aleatória com 3 réplicas

Variável	Média	N	Desvio Padrão	Erro Padrão da média	Intervalo de Confiança		Valor t	Valor P
					-95,00%	+95,00%		
Resistência R	358,23	3	68,14	39,348	188,97	527,50	6,69	0,021614

Tabela 0.12 – Teste t para média aplicado a amostra aleatória com 10 réplicas

Variável	Média	N	Desvio Padrão	Erro Padrão da média	Intervalo de Confiança		Valor t	Valor P
					-95,00%	+95,00%		
Resistência R	424,91	10	160,53	50,77	310,08	539,75	8,37	0,000015

Por fim, com base nos dados da **Tabela 4.13** pode-se fazer uma comparação dos valores médios de coeficiente de variação (CV) obtidos dos ensaios penetrométricos com os valores de CV de Tsuha (2003).

Tabela 0.13 – Valores de CV para os valores de resistência do solo à penetração do penetrômetro obtidos por Tsuha (2003) e da presente pesquisa

Trabalho	Média dos CV (%)			Prof. Penetração (cm)
	6	9	12	
Tsuha (2003)	12,75	10,88	9,13	
Pesquisa	16,00	22,75	25,25	
	5,5	11	16,5	Prof. Penetração (cm)

Da **Tabela 4.13** nota-se que os valores de CV obtidos por Tsuha (2003) são sempre menores que os obtidos nesta pesquisa para todas as profundidades de penetração. Tsuha (2003) realizou os ensaios com o PEM em solos colapsíveis, os quais constituem solos mais maduros e conseqüentemente mais homogêneos que os solos arenosos ensaiados nessa pesquisa. Isso explica a menor variabilidade dos valores de R obtidos por Tsuha (2003) em relação aos da pesquisa.

1.14 - COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS OBTIDOS

Deste ponto em diante, a abordagem dos dados foi concentrada na comparação entre os valores estimados de tensão de ruptura e/ou de tensão admissível, a partir de diversos métodos de previsão. As estimativas de σ_r e σ_s foram feitas a partir das formulações baseadas na teoria do equilíbrio plástico

(métodos teóricos), nas relações semi-empíricas e de dados de provas de carga sobre placa. Considerou-se como elemento estrutural de fundação, sapatas circular e quadrada, rígida, com 0,80 m, 1,00 m e 1,50 m de diâmetro/lado, apoiadas a 0,60 m de profundidade, desde a superfície do terreno.

Os valores estimados de tensão de ruptura, com base na teoria do equilíbrio plástico, foram obtidos a partir das Equações [6], [7] e [8]. Para o peso específico natural do solo, foram adotados, com razoável aproximação, os valores obtidos do tradicional ensaio de “densidade in situ”, presentes na **Tabela 4.3**. A estimativa baseou-se na média dos valores, como dado de entrada. Por se tratar de solos arenosos fofos, a natureza da ruptura prevista é do tipo localizada, o que justifica a adoção de valores da tangente do ângulo de atrito interno dos grãos ($\text{tg}\phi$) reduzidos de 2/3, conforme propõe Terzaghi (1943). Considerou-se o solo estudado como homogêneo, o que parece razoável para a camada superficial (até 3 m).

A **Tabela 4.14** apresenta os valores de tensão de ruptura (σ_r), os valores médios dos fatores de forma e de capacidade de carga propostos pelos autores das teorias, as formas e dimensões da sapata, o ângulo de atrito interno dos grãos (ϕ) médio, e o autor da formulação utilizada para estimativa de tal tensão. Da tabela, observa-se que, para sapatas quadradas de 1,5 m de lado, a tensão de ruptura média estimada pelo método de Terzaghi (1943) situa-se em torno de 135 kPa, enquanto que de acordo com a proposta de Vésic (1975) a média é cerca de 170 kPa.

Tabela 0.14 – Resumo dos resultados das estimativas da capacidade de carga do solo do Campo Experimental da UFS

Autor	Φ ($^\circ$)	Sapata		Fatores de capacidade de carga		Fatores de forma		σ_r (kPa)
		Forma	D/B	$N'q$	$N'\gamma$	Sq	$S\gamma$	
Terzaghi	31,5	circular	0,8	9,7	7,1	*	*	120,57
Terzaghi	31,5	circular	1,0	9,7	7,1	*	*	127,35
Terzaghi	31,5	circular	1,5	9,7	7,1	*	*	144,32
Terzaghi	31,5	quadrada	0,8	9,7	7,1	*	*	129,62
Terzaghi	31,5	quadrada	1,0	9,7	7,1	*	*	138,66
Terzaghi	31,5	quadrada	1,5	9,7	7,1	*	*	161,28
Vésic	31,5	circ./quad.	0,8	9,7	7,1	1,4	0,6	158,14
Vésic	31,5	circ./quad.	1,0	9,7	7,1	1,4	0,6	164,93
Vésic	31,5	circ./quad.	1,5	9,7	7,1	1,4	0,6	181,89

Terzaghi (1943): Equação [6] e [7]

Vésic (1975): Equação [8]

D/B: diâmetro ou lado da sapata em metros

* Não necessários ao cálculo pelo método correspondente

Como o nível do lençol freático no terreno da UFS se encontrava a 1,70 m de profundidade, em média, portanto, dentro do bulbo de tensões da suposta fundação, foi procedida uma análise na estimativa da tensão de ruptura levando-se em consideração o efeito do N.A. Os resultados dessa análise estão apresentados na **Tabela 4.15**.

Tabela 0.15 – Resumo dos resultados das estimativas da capacidade de carga com o efeito do N.A.

Autor	Φ ($^{\circ}$)	Sapata		Fatores de capacidade de carga		Fatores de forma		σ_r (kPa)
		Forma	D/B	$N'q$	$N'\gamma$	Sq	$S\gamma$	
Terzaghi	31,5	circular	1,5	9,7	7,1	*	*	135,84
Terzaghi	31,5	quadrada	1,5	9,7	7,1	*	*	149,97
Vésic	31,5	circ./quad.	1,5	9,7	7,1	1,4	0,6	173,41

Terzaghi (1943): Equação [6] e [7]

Vésic (1975): Equação [8]

D/B: diâmetro ou lado da sapata em metros

* Não necessários ao cálculo pelo método correspondente

Posição do N.A.: 1,70 m

Analisando a **Tabela 4.15** em comparação com a **Tabela 4.14**, verifica-se que o efeito do N.A. reduz cerca de 10 kPa a capacidade de carga do sistema sapata-solo.

Partindo-se dos resultados das sondagens SPT e dos ensaios CPT, foi possível avaliar a variação da capacidade de carga, por diferentes formulações, representadas através das Equações [24], [25], [30], [28a], [28b], [31], [26], [27a], [27b], e [33b], [34], [32], [35], respectivamente, com a razoável hipótese da camada de solo ser homogênea.

Nas **Tabelas 4.16, 4.17 e 4.18** estão resumidos os resultados das estimativas da tensão de ruptura e da tensão admissível, obtidos a partir do índice de resistência à penetração do SPT. Estão indicados também nessas tabelas o autor de cada formulação, a forma e dimensão da sapata.

Analisando-se os dados da **Tabela 4.16** é possível concluir que a capacidade de carga do sistema sapata-solo para Cabedelo é em média duas vezes maior que a obtida no campo experimental da UFS, sob as mesmas condições de geometria do elemento estrutural de fundação. Portanto, reforçando a afirmativa, citada no item 4.1.5, de que o solo da 2ª campanha de ensaios (Cabedelo) é mais resistente do que o do campo experimental da UFS.

Tabela 0.16 – Valores estimados de tensão de ruptura a partir do SPT

Campo Experimental da UFS				Cabedelo			
Autor	Sapata		σ_r (kPa)	Autor	Sapata		σ_r (kPa)
	Forma	D/B			Forma	D/B	
Décourt	quadrada	0,8	517,50	Décourt	quadrada	0,8	1035,00
Décourt	quadrada	1,0	517,50	Décourt	quadrada	1,0	1035,00
Décourt	quadrada	1,5	575,00	Décourt	quadrada	1,5	1073,33

Décourt (1991b; 1995): Equação [24]

A seguir são apresentados os valores estimados de tensão admissível obtidos com a aplicação das formulações que utilizam dados do ensaio SPT. A 4ª e 8ª colunas indicam, respectivamente, os valores de tensão admissível para o campo experimental da UFS e Cabedelo. Assim como constatado na análise da tensão de ruptura, a tensão admissível em Cabedelo é da ordem de duas vezes maior que a do campo experimental da UFS, sendo pertinente lembrar que os métodos não foram submetidos à validação. Ainda é interessante observar que os valores de tensão admissível obtidos com a formulação intitulada “Meio Técnico”, representam, com moderação, a média entre os valores de tensão admissível obtidos com os métodos de De Mello (1975) e Meyerhof (1957), para os dois locais estudados.

Tabela 0.17 – Valores estimados de tensão admissível a partir do SPT

Campo Experimental da UFS				Cabedelo			
Autor	Sapata		σ_s (kPa)	Autor	Sapata		σ_s (kPa)
	Forma	D/B			Forma	D/B	
Meio Técnico	circular	0,8	90,00	Meio Técnico	circular	0,8	180,00
Meio Técnico	circ./quad.	1,0	90,00	Meio Técnico	circ./quad.	1,0	180,00
Meio Técnico	circ./quad.	1,5	100,00	Meio Técnico	circ./quad.	1,5	186,67
Mello	circular	0,8	111,80	Mello	circular	0,8	198,75
Mello	circ./quad.	1,0	111,80	Mello	circ./quad.	1,0	199,01
Mello	circ./quad.	1,5	123,61	Mello	circ./quad.	1,5	204,84
Meyerhof	circular	0,8	81,00	Meyerhof	circular	0,8	162,00
Meyerhof	circ./quad.	1,0	77,76	Meyerhof	circ./quad.	1,0	155,52
Meyerhof	circ./quad.	1,5	78,77	Meyerhof	circ./quad.	1,5	147,04
Parry	circular	0,8	176,85	Parry	circular	0,8	353,70
Parry	circ./quad.	1,0	176,85	Parry	circ./quad.	1,0	353,70
Parry	circ./quad.	1,5	196,50	Parry	circ./quad.	1,5	366,80

Meio Técnico: Equação [25]

Mello (1975): Equação [30]

Meyerhof (1957): Equação [28a,28b]

Parry (1977): Equação [31]

A **Tabela 4.18** foi criada com a finalidade de se comparar os valores de tensão admissível correspondentes a um recalque de 25 mm, obtidos pelas equações [26], [27a] e [27b] (SPT), com a tensão média (**Tabela 4.6**) correspondente ao recalque de 25 mm na placa. Desta tabela verifica-se que a proposta de Meyerhof (1965) conduz a resultados de tensão admissível para o campo experimental da UFS, em geral, duas vezes menores que os de Cabedelo, e que a formulação Terzaghi e Peck (1943) produz, aproximadamente, o triplo dessa diferença.

Tabela 0.18 – Valores estimados de tensão admissível para radm de 25 mm a partir do SPT

Campo Experimental da UFS				Cabedelo			
Autor	Sapata		σ_s (kPa)	Autor	Sapata		σ_s (kPa)
	Forma	D/B			Forma	D/B	
T e P	circ./quad.	1,5	52,95	T e P	circ./quad.	1,5	167,66
Meyerhof	circular	0,8	56,25	Meyerhof	circular	0,8	112,50
Meyerhof	circ./quad.	1,0	56,25	Meyerhof	circ./quad.	1,0	112,50
Meyerhof	circ./quad.	1,5	60,33	Meyerhof	circ./quad.	1,5	112,62

T e P: Terzaghi e Peck (1948, 1967): Equação [26]
Meyerhof (1965): Equação [27a,27b]

Os valores resultantes da estimativa da tensão de ruptura e da tensão admissível com base nos dados da resistência de ponta (q_c) estão mostrados nas **Tabelas 4.19 e 4.20**.

Com a aplicação das equações semi-empíricas (CPT) para estimativa da tensão de ruptura, foi gerada a quarta coluna da **Tabela 4.19**, a qual indica tensões de ruptura obtidas com o método Teixeira e Godoy (1998) superiores em quase duas vezes às obtidas com o método proposto por Meyerhof (1956).

Tabela 0.19 – Valores estimados de tensão de ruptura a partir do CPT

Campo Experimental da UFS			
Autor	Sapata		σ_r (kPa)
	Forma	D/B	
T e G	quadrada	0,8	695,41
T e G	quadrada	1,0	685,34
T e G	quadrada	1,5	655,93
Meyerhof	circular/quadrada	0,8	358,97
Meyerhof	circular/quadrada	1,0	372,85
Meyerhof	quadrada	1,5	372,85

T e G: Teixeira e Godoy (1998): Equação [33b]
Meyerhof (1956): Equação [34]

Para a estimativa da tensão admissível foram utilizadas formulações semi-empíricas referentes aos mesmos autores considerados na estimativa da tensão de ruptura. As tensões admissíveis obtidas estão dispostas na 4ª coluna da **Tabela 4.20**. O método Teixeira e Godoy (1998) além de resultar em tensões admissíveis superiores às obtidas com a proposta de Meyerhof (1956), mostra que a resistência do solo, compreendido na área de abrangência do bulbo de tensões ($1,5B$), é reduzida com a profundidade. O mesmo não pode ser confirmado com o método de Meyerhof (1956), pois neste a dimensão da fundação (B na equação 35) é o principal elemento responsável pelo valor de σ_s obtido. Esse fato ajuda a explicar o aumento da tensão admissível do solo com aumento da dimensão da sapata, conforme pode ser visto na **Tabela 4.20**.

Tabela 0.20 – Valores estimados de tensão admissível a partir do CPT

Campo Experimental da UFS			
Autor	Sapata		σ_s (kPa)
	Forma	D/B	
T e G	circular	0,8	166,70
T e G	circular/quadrada	1,0	163,62
T e G	circular/quadrada	1,5	154,90
Meyerhof	circular	0,8	119,66
Meyerhof	circular/quadrada	1,0	124,28
Meyerhof	circular/quadrada	1,5	145,54

T e G: Teixeira e Godoy (1998): Equação [32]
Meyerhof (1956): Equação [35]

1.14.1 - Comparações dos valores de σ_r entre métodos teóricos e prova de carga – Campo experimental da UFS

Com base nos resultados dos ensaios de cisalhamento direto, adotando-se os parâmetros $\phi' = 31,5$ e $c = 0$, foram estimados os valores da tensão de ruptura empregando-se os métodos teóricos de Terzaghi (1943) e Vésic (1975), para sapatas quadradas e circulares, conforme mostrado na 1ª e na 2ª colunas da **Tabela 4.21**. Os valores estimados através das equações de capacidade de carga de Terzaghi (1943) e Vésic (1975) foram comparados ao valor médio obtido das provas de carga sobre placa. A diferença percentual entre esses valores está apresentada na última coluna da **Tabela 4.21**.

Conforme pode ser visto na **Tabela 4.21**, o método de Terzaghi (1943) produziu valores de σ_r que se comparam bem, com aproximadamente metade da tensão de ruptura obtida das provas de carga. Com relação ao método de Vésic (1975), os valores obtidos de σ_r estão em torno de 35% inferiores ao da tensão de ruptura obtida das provas de carga. Conclui-se, portanto, que neste caso, o método de Vésic (1975) estaria mais adequado para a previsão da capacidade de carga do solo em estudo, a despeito dos parâmetros de resistência obtidos dos ensaios de cisalhamento direto.

Tabela 0.21 – Diferença percentual entre os valores médios de capacidade de carga obtidos com os métodos teóricos e o valor médio da tensão de ruptura das provas de carga

Campo Experimental da UFS						
Autor	Sapata		σ_{r_M} . Teóricos (kPa)	σ_{r_PLT} (kPa)	σ_{r_M} . Teór. - σ_{r_PLT} (kPa)	Diferença (%)
	Forma	D/B				
Terzaghi	circular	0,8	120,57	250,00	-129,43	-51,77
	circular	1,0	127,35	250,00	-122,65	-49,06
	circular	1,5	144,32	250,00	-105,68	-42,27
	quadrada	0,8	129,62	250,00	-120,38	-48,15
	quadrada	1,0	138,66	250,00	-111,34	-44,54
	quadrada	1,5	161,28	250,00	-88,72	-35,49
Vésic	circ./quad.	0,8	158,14	250,00	-91,86	-36,74
	circ./quad.	1,0	164,93	250,00	-85,07	-34,03
	circ./quad.	1,5	181,89	250,00	-68,11	-27,24

σ_{r_PLT} : Tensão de ruptura média a partir da prova de carga

Terzaghi: Equação [6] e [7]

Vésic: Equação [8]

Com o auxílio da **Figura 4.12** percebe-se a subestimação da capacidade de carga dos solos estudada a partir dos métodos teóricos. Portanto, se faz necessária alguma cautela quanto ao uso das equações teóricas de previsão da capacidade de carga para aplicações práticas nesses tipos de solos.

Tensão Admissível de Sapatas : Métodos Teóricos x PLT

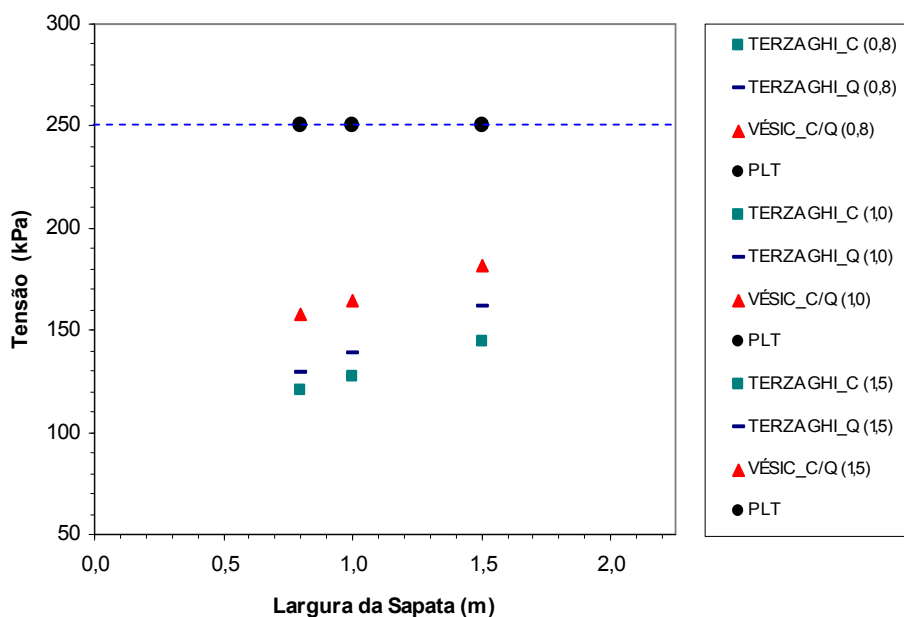


Figura 0.12 – Gráfico tensão admissível de sapatas (σ_{s_Placa} , σ_{s_M} . Teóricos) versus largura da sapata (B)

1.14.2 - Análise das estimativas de σ_r e σ_s feitas com SPT e CPT – Campo experimental da UFS

Com base nos valores estimados de tensão de ruptura e de tensão admissível a partir do SPT e CPT, é possível analisar as diferenças, em termos percentuais, existentes entre os métodos empregados através das Tabelas 4.22 e 4.23. Na Tabela 4.22, a quarta coluna corresponde as tensões de ruptura (σ_{r_CPT}) obtida com as Equações [33b] e [34], a quinta coluna refere-se a tensões de ruptura obtidas com a Equação [24] (σ_{r_D}), a sexta coluna indica a diferença entre os valores de σ_{r_CPT} e de σ_{r_D} , e a sétima coluna apresenta essa diferença em termos percentuais. Na Tabela 4.23, a quarta coluna corresponde as tensões admissíveis (σ_{s_CPT}) obtida com as Equações [32] e [35], a quinta coluna refere-se a tensões admissíveis obtidas com as Equações [25], [30], [28a,28b] e [31] (σ_{s_MT} , σ_{s_MELLO} , $\sigma_{s_MEYERHOF}$, σ_{s_PARRY}), a sexta coluna indica a diferença entre os valores de σ_{s_CPT} e de σ_{s} (MT, MELLO, MEYERHOF e PARRY), e a sétima coluna apresenta essa diferença em termos percentuais.

Tabela 0.22 – Diferença percentual entre os valores estimados de tensão de ruptura pelo SPT e CPT

Campo Experimental da UFS						
Autor	Sapata		σ_{r_CPT} (kPa)	σ_{r_D} (kPa)	$\sigma_{r_CPT} - \sigma_{r_D}$ (kPa)	Diferença (%)
	Forma	D/B				
T e G	quadrada	0,8	695,41	517,50	177,91	34,38
	quadrada	1,0	685,34	517,50	167,84	32,43
	quadrada	1,5	655,93	575,00	80,93	14,07
Meyerhof	circular/quadrada	0,8	358,97	517,50	-158,53	-30,63
	circular/quadrada	1,0	372,85	517,50	-144,65	-27,95
	quadrada	1,5	372,85	575,00	-202,15	-35,16

T e G: Teixeira e Godoy (1998): Equação [33b]

Meyerhof (1956): Equação [34]

σ_{r_D} : Tensão de ruptura pelo método de Décourt (1991b; 1995): Equação [24]

Da Tabela 4.22 se pode observar que os valores percentuais permanecem aproximadamente constantes, notando-se uma menor variação pela comparação do SPT com CPT (Teixeira e Godoy, 1998) para sapatas quadradas de 1,5 m de lado.

Tabela 0.23 – Diferença percentual entre os valores estimados de tensão admissível pelo SPT e CPT

Campo Experimental da UFS						
Autor	Sapata		σ_{s_CPT} (kPa)	σ_{s_MT} (kPa)	$\sigma_{s_CPT} - \sigma_{s_MT}$ (kPa)	Diferença (%)
	Forma	D/B				
T e G	circular	0,8	166,70	90,00	76,70	85,22
	circ./quad.	1,0	163,62	90,00	73,62	81,80
	circ./quad.	1,5	154,90	100,00	54,90	54,90
Meyerhof	circular	0,8	119,66	90,00	29,66	32,96
	circ./quad.	1,0	124,28	90,00	34,28	38,09
	circ./quad.	1,5	145,54	100,00	45,54	45,54

T e G: Teixeira e Godoy (1998): Equação [32]
Meyerhof (1956): Equação [35]
 σ_{s_MT} : Tensão admissível pelo método do Meio Técnico: Equação [25]

Campo Experimental da UFS						
Autor	Sapata		σ_{s_CPT} (kPa)	σ_{s_MELLO} (kPa)	$\sigma_{s_CPT} - \sigma_{s_MELLO}$ (kPa)	Diferença (%)
	Forma	D/B				
T e G	circular	0,8	166,70	111,80	54,90	49,11
	circ./quad.	1,0	163,62	111,80	51,82	46,35
	circ./quad.	1,5	154,90	123,61	31,29	25,31
Meyerhof	circular	0,8	119,66	111,80	7,86	7,03
	circ./quad.	1,0	124,28	111,80	12,48	11,16
	circ./quad.	1,5	145,54	123,61	21,93	17,74

T e G: Teixeira e Godoy (1998): Equação [32]
Meyerhof (1956): Equação [35]
 σ_{s_MELLO} : Tensão admissível pelo método de De Mello (1975): Equação [30]

Campo Experimental da UFS						
Autor	Sapata		σ_{s_CPT} (kPa)	$\sigma_{s_MEYERHOF}$ (kPa)	$\sigma_{s_CPT} - \sigma_{s_MEYER.}$ (kPa)	Diferença (%)
	Forma	D/B				
T e G	circular	0,8	166,70	81,00	85,70	105,80
	circ./quad.	1,0	163,62	77,76	85,86	110,42
	circ./quad.	1,5	154,90	78,77	76,13	96,65
Meyerhof	circular	0,8	119,66	81,00	38,66	47,73
	circ./quad.	1,0	124,28	77,76	46,52	59,83
	circ./quad.	1,5	145,54	78,77	66,77	84,77

T e G: Teixeira e Godoy (1998): Equação [32]
Meyerhof (1956): Equação [35]
 $\sigma_{s_MEYERHOF}$: Tensão admissível pelo método de Meyerhof (1957): Equação [28a, 28b]

Campo Experimental da UFS						
Autor	Sapata		σ_{s_CPT}	σ_{s_PARRY}	$\sigma_{s_CPT} - \sigma_{s_PARRY}$	Diferença (%)
	Forma	D/B	(kPa)	(kPa)	(kPa)	
T e G	circular	0,8	166,70	176,85	-10,15	-5,74
	circ./quad.	1,0	163,62	176,85	-13,23	-7,48
	circ./quad.	1,5	154,90	196,50	-41,60	-21,17
Meyerhof	circular	0,8	119,66	176,85	-57,19	-32,34
	circ./quad.	1,0	124,28	176,85	-52,57	-29,73
	circ./quad.	1,5	145,54	196,50	-50,96	-25,93

T e G: Teixeira e Godoy (1998): Equação [32]

Meyerhof (1956): Equação [35]

σ_{s_PARRY} : Tensão admissível pelo método de Parry (1977): Equação [31]

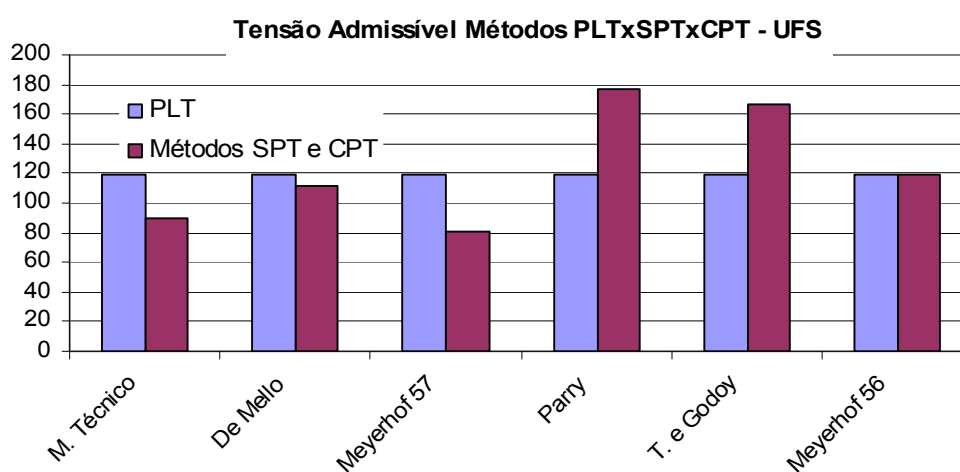


Figura 0.13 - Gráfico das tensões admissíveis entre os métodos PLT, SPT e CPT

Analisando a **Tabela 4.23** e a **Figura 4.13** é possível concluir que as menores divergências resultaram das comparações entre Meyerhof (1956) (CPT) e De Mello (1975) (SPT), Teixeira e Godoy (1998) (CPT) e Parry (1977) (SPT), e em relação às maiores diferenças nos valores de tensão admissível merecem destaque as comparações feitas entre Teixeira e Godoy (1998) (CPT) x Meyerhof (1957) (SPT), onde as diferenças superam a marca dos 100%.

1.14.3 - Comparação dos valores de σ_r e σ_s obtidos a partir do SPT e das provas de carga – Campo experimental da UFS

Com base nos valores estimados de tensão de ruptura e de tensão admissível a partir dos dados do SPT (σ_{r_SPT} , σ_{s_SPT}) e nos valores médios indicados na **Tabela 4.6** (item 4.1.7), foi possível

estabelecer as diferenças percentuais entre os métodos que usam dados do SPT e as interpretações dos resultados das provas de carga, conforme mostrado nas **Tabelas 4.24, 4.25 e 4.26**.

Estão apresentadas na coluna 4 da **Tabela 4.24** as estimativas das tensões de ruptura obtidas a partir da aplicação do método de Décourt (1991b; 1995). Na coluna 5 estão os valores da tensão de ruptura obtida da interpretação dos dados das provas de carga, enquanto nas colunas 6 e 7 são mostradas as diferenças, em valores absolutos, e em termos percentuais, respectivamente.

Tabela 0.24 – Diferença percentual entre os valores estimados de tensão de ruptura pelo SPT e o valor médio da tensão de ruptura obtida das provas de carga

Campo Experimental da UFS						
Autor	Sapata		σ_{r_SPT} (kPa)	σ_{r_PLT} (kPa)	$\sigma_{r_SPT} - \sigma_{r_PLT}$ (kPa)	Diferença (%)
	Forma	D/B				
Décourt	quadrada	0,8	517,50	250,00	267,50	107,00
	quadrada	1,0	517,50	250,00	267,50	107,00
	quadrada	1,5	575,00	250,00	325,00	130,00

σ_{r_PLT} : Tensão de ruptura média obtida da prova de carga
 Décourt (1991b; 1995): Equação [24]

A análise feita com base nos dados da **Tabela 4.24** mostra que o método proposto por Décourt (1991b; 1995) apresentou valores de capacidade de carga que superam em mais de 100% os obtidos a partir das provas de carga.

A comparação entre as estimativas das tensões admissíveis obtidas pelos métodos semi-empíricos (SPT) e a tensão admissível obtida pela interpretação da prova de carga (**Tabela 4.6**) está apresentada na **Tabela 4.25**. Esta tabela indica as comparações citadas nas colunas 6 e 7. Na sexta coluna estão as diferenças entre os valores estimados de tensão admissível (obtidos pelos métodos indicados na 1ª coluna) e os valores interpretados pelos resultados das provas de carga. A diferença percentual entre estas tensões, está na sétima coluna.

Tabela 0.25 – Diferença percentual entre os valores estimados de tensão admissível pelo SPT e o valor médio da tensão admissível obtida das provas de carga

Campo Experimental da UFS						
Autor	Sapata		σ_{s_SPT} (kPa)	σ_{s_PLT} (kPa)	$\sigma_{s_SPT} - \sigma_{s_PLT}$ (kPa)	Diferença (%)
	Forma	D/B				
M. Técnico	circular	0,8	90,00	118,68	-28,68	-24,17
	circular/quadrada	1,0	90,00	118,68	-28,68	-24,17
	circular/quadrada	1,5	100,00	118,68	-18,68	-15,74
De Mello	circular	0,8	111,80	118,68	-6,88	-5,80
	circular/quadrada	1,0	111,80	118,68	-6,88	-5,80
	circular/quadrada	1,5	123,61	118,68	4,93	4,15
Meyerhof	circular	0,8	81,00	118,68	-37,68	-31,75
	circular/quadrada	1,0	77,76	118,68	-40,92	-34,48
	circular/quadrada	1,5	78,77	118,68	-39,91	-33,63
Parry	circular	0,8	176,85	118,68	58,17	49,01
	circular/quadrada	1,0	176,85	118,68	58,17	49,01
	circular/quadrada	1,5	196,50	118,68	77,82	65,57

σ_{s_PLT} : Tensão admissível média a partir da prova de carga

Meio Técnico: Equação [25]

Mello (1975): Equação [30]

Meyerhof (1957): Equação [28a,28b]

Parry (1977): Equação [31]

Da **Tabela 4.25** destaca-se a boa concordância entre os resultados obtidos com a aplicação do método de De Mello (1975) e o resultado das provas de carga. Da comparação dos valores se observa uma diferença média da ordem de 5%. A tensão admissível obtida da prova de carga é levemente superior ao valor estimado com base no SPT, através da proposta de De Mello (1975).

Para melhor visualização das diferenças entre as tensões das colunas 4 e 5 da **Tabela 4.25**, foram criados dois (2) gráficos: i) Análise Global (T_{adm}) – SPT x Placa, no qual, o eixo das abscissas representa as tensões admissíveis obtidas com as formulações semi-empíricas do SPT (tensões estimadas), enquanto que o eixo das ordenadas indica a tensão admissível considerada medida (obtida pela interpretação das provas de carga), conforme **Figura 4.14**; ii) Tensão Admissível_Métodos SPT e Placa x Largura da Sapata, com as tensões admissíveis (colunas 4 e 5 da tabela) no eixo “y” e a largura da sapata (B da coluna 3) no eixo “x”, conforme **Figura 4.15**.

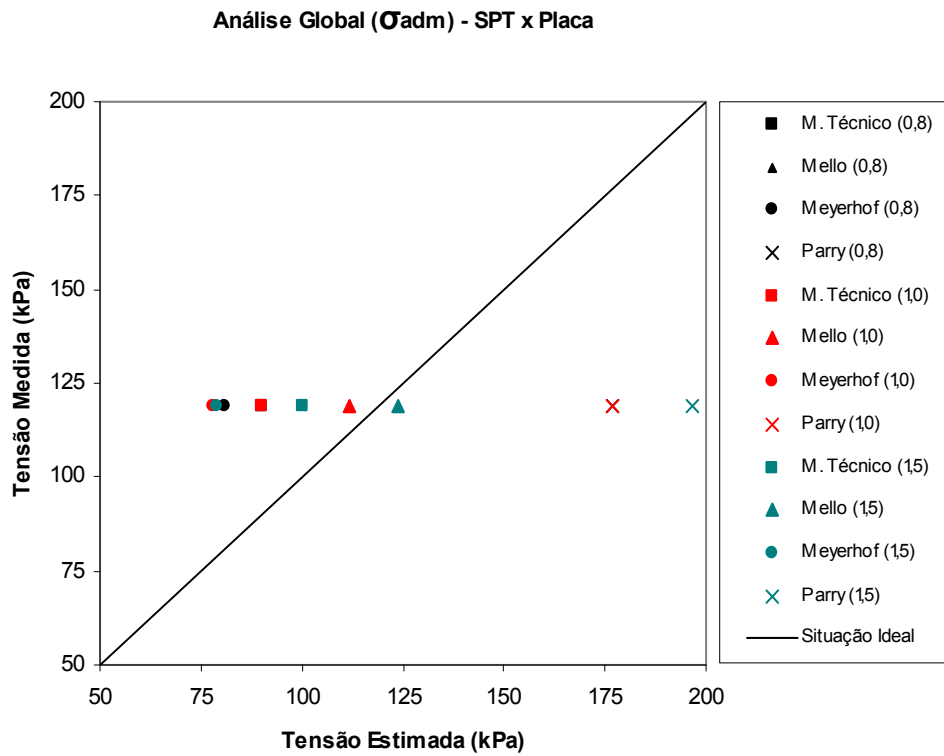


Figura 0.14 – Gráfico das tensões medidas (σ_{s_Placa}) com tensões estimadas (σ_{s_SPT})

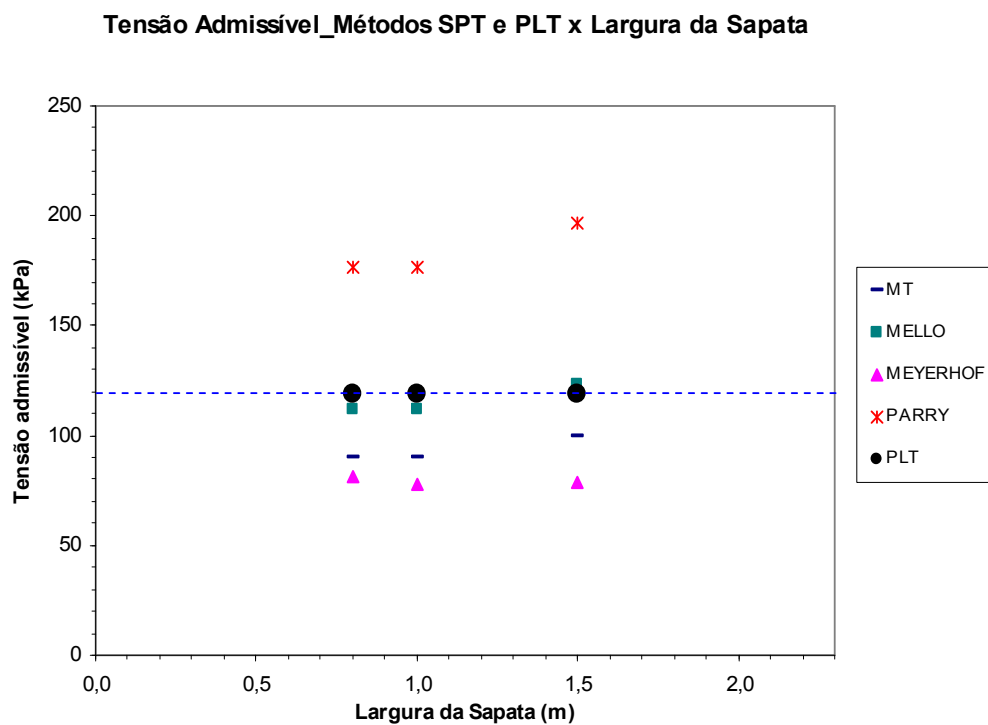


Figura 0.15 – Gráfico tensão admissível de sapatas (σ_{s_Placa} , σ_{s_SPT}) versus largura da sapata

(B)

Analisando as **Figuras 4.14 e 4.15** é fácil de perceber que o método de De Mello (1975) para todas as dimensões de sapatas consideradas, é o que mais se aproxima da situação ideal (correlação 1:1). Pode-se concluir a partir da **Figura 4.14** que a dispersão observada situa-se, em geral, acima da reta que representa a situação ideal. Tal dispersão indica a subestimação das tensões admissíveis pela maioria dos métodos. Essa afirmação pode ser observada pela **Figura 4.15**, na qual se observa que as tensões estimadas pelos métodos semi-empíricos baseados no SPT são inferiores à tensão obtida das provas de carga. Em ambas as figuras fica bastante visível a tendência das tensões estimadas pelo método de De Mello (1975) se aproximarem do valor médio das provas de carga.

Com a **Tabela 4.26**, pode-se fazer um estudo comparativo preliminar através da diferença percentual entre a tensão que produz um recalque de 25 mm numa sapata (formulações propostas na 1ª coluna) e a tensão que corresponde ao recalque de 25 mm na placa (valor médio da **Tabela 4.6**) que está apresentada na 5ª coluna.

Tabela 0.26 – Diferença percentual entre os valores estimados de tensão admissível para um radm de 25 mm pelo SPT e o valor médio da tensão correspondente ao recalque de 25 mm na placa

Campo Experimental da UFS						
Autor	Sapata		σ_{s_SPT} (kPa)	σ_{s_PLT} (kPa)	$\sigma_{s_SPT} - \sigma_{s_PLT}$ (kPa)	Diferença (%)
	Forma	D/B				
T e P	circular/quadrada	1,5	52,95	237,35	-184,40	-77,69
Meyerhof	circular	0,8	56,25	237,35	-181,10	-76,30
	circular/quadrada	1,0	56,25	237,35	-181,10	-76,30
	circular/quadrada	1,5	60,33	237,35	-177,02	-74,58

σ_{s_PLT} : Tensão admissível média a partir da prova de carga

T e P: Terzaghi e Peck (1948, 1967): Equação [26]

Meyerhof (1965): Equação [27a,27b]

Os métodos Terzaghi & Peck (1948, 1967) e Meyerhof (1965), ambos baseados no SPT, subestimaram a tensão admissível do solo em mais de 70%, em comparação com os resultados das provas de carga, conforme se pode constatar nos valores mostrados na **Tabela 4.26**.

1.14.4 - Comparações entre σ_r e σ_s obtidas a partir do Penetrômetro Manual e do SPT

Comparando-se os valores médios de resistência do solo à penetração do penetrômetro (R), correspondentes às penetrações a 5,5 cm, 11,0 cm e 16,5 cm, com os valores estimados de tensão de ruptura e de tensão admissível (σ_r , σ_s) a partir do SPT, para sapatas circular ou quadrada, de 0,80 m de diâmetro ou lado, é possível verificar as diferenças percentuais existentes entre os valores médios de resistência do penetrômetro e os valores obtidos com base na resistência à penetração do SPT, conforme mostrado nas **Tabelas 4.27 e 4.28**.

Primeiramente são apresentadas na **Tabela 4.27**, as diferenças percentuais, em termos de tensão de ruptura, entre as resistências do solo a penetração do penetrômetro medidas a 11 cm e 16,5 cm de profundidade e o método de Décourt (1991b; 1995). Essas diferenças estão apresentadas na quinta coluna e, em termos percentuais, na sexta coluna. Em seguida, na **Tabela 4.28**, estudo análogo é feito entre a resistência medida com o penetrômetro manual a 5,5 cm de profundidade apresentada na terceira coluna, e os métodos apresentados na quarta coluna.

Tabela 0.27 – Diferença percentual entre os valores médios de resistência do solo à penetração do penetrômetro para penetração de 11,0 cm e 16,5 cm, e o valor médio de tensão de ruptura estimado a partir do SPT

Campo Experimental da UFS					
Cava	Penetração (cm)	R (kPa)	σ_{r_D} (kPa)	R – σ_{r_D} (kPa)	Diferença (%)
1	11,0	599,30	517,50	81,80	15,81
	16,5	910,10	517,50	392,60	75,86
2	11,0	493,99	517,50	-23,51	-4,54
	16,5	804,13	517,50	286,63	55,39
3	11,0	338,52	517,50	-178,98	-34,59
	16,5	425,36	517,50	-92,14	-17,80
4	11,0	468,12	517,50	-49,38	-9,54
	16,5	733,65	517,50	216,15	41,77

σ_{r_D} : Tensão de ruptura pelo método de Décourt (1991b; 1995): Equação [24]

Cabedelo					
Cava	Penetração (cm)	R (kPa)	σ_{r_D} (kPa)	R – σ_{r_D} (kPa)	Diferença (%)
Praia	11,0	481,06	1035,00	-553,94	-53,52
	16,5	831,58	1035,00	-203,42	-19,65
1 - Porto	11,0	657,37	1035,00	-377,63	-36,49
	16,5	1009,27	1035,00	-25,73	-2,49
2 - Porto	11,0	858,76	1035,00	-176,24	-17,03
	16,5	991,88	1035,00	-43,12	-4,17

σ_{r_D} : Tensão de ruptura pelo método de Décourt (1991b; 1995): Equação [24]

Analisando as diferenças percentuais mostradas na última coluna da **Tabela 4.27**, verifica-se uma variação de no máximo 34,59% para a penetração de 11 cm com os dados do campo experimental da UFS, e para Cabedelo, a menor variação consta da penetração de 16,5 cm, com no máximo 19,65%.

Tabela 0.28 – Diferença percentual entre os valores médios de resistência do solo à penetração do penetrômetro para penetração de 5,5 cm, e o valor médio de tensão admissível estimado a partir do SPT

Campo Experimental da UFS					
Cava	Penetração (cm)	R (kPa)	σ_s _MT (kPa)	R – σ_s _MT (kPa)	Diferença (%)
1	5,5	236,11	90,00	146,11	162,34
2	5,5	202,59	90,00	112,59	125,10
3	5,5	166,17	90,00	76,17	84,63
4	5,5	186,49	90,00	96,49	107,21

σ_s _MT: Tensão admissível pelo método do Meio Técnico: Equação [25]

Cabedelo					
Cava	Penetração (cm)	R (kPa)	σ_s _MT (kPa)	R – σ_s _MT (kPa)	Diferença (%)
Praia	5,5	157,98	180,00	-22,02	-12,23
1 - Porto	5,5	206,29	180,00	26,29	14,61
2 - Porto	5,5	270,43	180,00	90,43	50,24

σ_s _MT: Tensão admissível pelo método do Meio Técnico: Equação [25]

Campo Experimental da UFS					
Cava	Penetração (cm)	R (kPa)	σ_s _MELLO (kPa)	R – σ_s _MELLO (kPa)	Diferença (%)
1	5,5	236,11	111,80	124,31	111,19
2	5,5	202,59	111,80	90,79	81,21
3	5,5	166,17	111,80	54,37	48,63
4	5,5	186,49	111,80	74,69	66,81

σ_s _MELLO: Tensão admissível pelo método de Mello (1975): Equação [30]

Cabedelo					
Cava	Penetração (cm)	R (kPa)	σ_s _MELLO (kPa)	R – σ_s _MELLO (kPa)	Diferença (%)
Praia	5,5	157,98	198,75	-40,77	-20,51
1 - Porto	5,5	206,29	198,75	7,54	3,79
2 - Porto	5,5	270,43	198,75	71,68	36,07

σ_s _MELLO: Tensão admissível pelo método de Mello (1975): Equação [30]

Campo Experimental da UFS					
Cava	Penetração (cm)	R (kPa)	σ_s _MEYERHOF (kPa)	R – σ_s _MEYERHOF (kPa)	Diferença (%)
1	5,5	236,11	81,00	155,11	191,49
2	5,5	202,59	81,00	121,59	150,11
3	5,5	166,17	81,00	85,17	105,15
4	5,5	186,49	81,00	105,49	130,23

σ_s _MEYERHOF: Tensão admissível pelo método de Meyerhof (1957): Equação [28a,28b]

Cabedelo					
Cava	Penetração (cm)	R (kPa)	σ_s _MEYERHOF (kPa)	R – σ_s _MEYERHOF (kPa)	Diferença (%)
Praia	5,5	157,98	162,00	-4,02	-2,48
1 - Porto	5,5	206,29	162,00	44,29	27,34
2 - Porto	5,5	270,43	162,00	108,43	66,93

σ_s _MEYERHOF: Tensão admissível pelo método de Meyerhof (1957): Equação [28a,28b]

Campo Experimental da UFS					
Cava	Penetração (cm)	R (kPa)	σ_s _PARRY (kPa)	R – σ_s _PARRY (kPa)	Diferença (%)
1	5,5	236,11	176,85	59,26	33,51
2	5,5	202,59	176,85	25,74	14,55
3	5,5	166,17	176,85	-10,68	-6,04
4	5,5	186,49	176,85	9,64	5,45

σ_s _PARRY: Tensão admissível pelo método de Parry (1977): Equação [31]

Cabedelo					
Cava	Penetração (cm)	R (kPa)	σ_s _PARRY (kPa)	R – σ_s _PARRY (kPa)	Diferença (%)
Praia	5,5	157,98	353,70	-195,72	-55,34
1 - Porto	5,5	206,29	353,70	-147,41	-41,68
2 - Porto	5,5	270,43	353,70	-83,27	-23,54

σ_s _PARRY: Tensão admissível pelo método de Parry (1977): Equação [31]

Em geral, as diferenças percentuais verificadas na **Tabela 4.28** entre os valores de resistência medidos com o penetrômetro e os valores estimados pelos métodos semi-empíricos, foram altas, porém, é importante registrar que a menor variação foi entre o penetrômetro e o método de Parry (1977) para os dois locais de ensaio onde foram realizados os estudos.

A **Figura 4.16** apresenta outro meio de avaliação dos resultados obtidos com os dados da **Tabela 4.28**, a partir da análise das dispersões observadas entre os valores de tensões medidos (eixo x) e os valores de tensões estimados (eixo y). Nesse caso, devido a grande utilização no meio técnico, a formulação utilizada para comparação com os valores de resistência do solo a penetração do penetrômetro foi a do Meio Técnico. Os valores de R corresponderam às penetrações de 5,5 cm de profundidade. Os pontos gerados na figura, correspondem aos pares (x, y) formados pelos valores de R e tensão admissível pelo método “Meio Técnico” (eixo y) com o valor médio da tensão admissível obtido pela interpretação das provas de carga (eixo x).

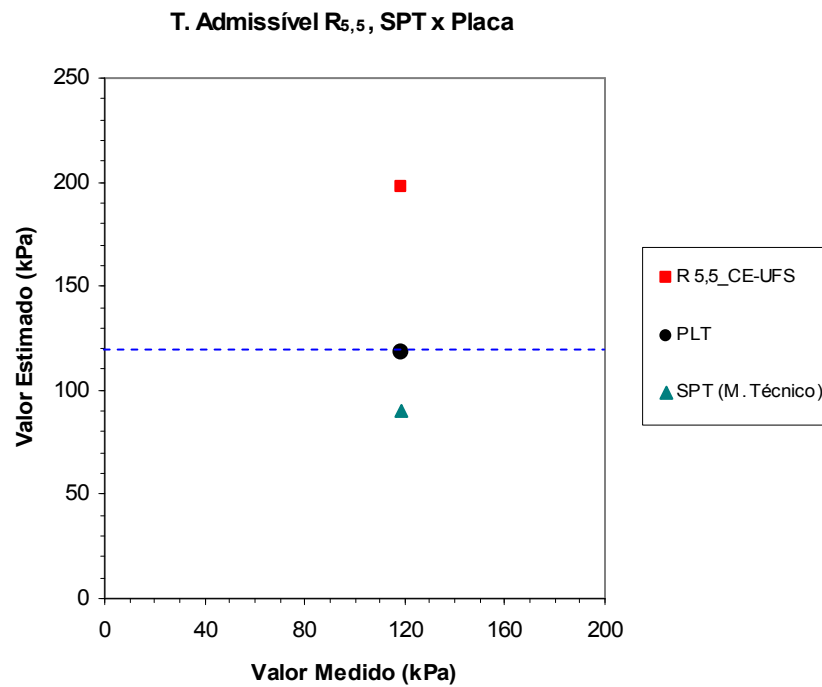


Figura 0.16 – Gráfico das tensões medidas (σ_{s_PLT}) com tensões estimadas (σ_{s_SPT} e $R_{5,5}$ do penetrômetro), para o campo experimental da UFS e Cabedelo

Nota-se a partir da análise da **Figura 4.16**, que o valor de tensão admissível obtido pelo método “Meio Técnico” apresenta valor mais próximo do obtido da prova de carga do que aquele obtido a partir dos dados do penetrômetro manual. Isso pode ser visto como uma probabilidade de correlação entre a estimativa da tensão admissível pelo método “Meio Técnico” com a prova de carga. Contudo sugere-se um estudo com um maior banco de dados de ensaios em areias para se fazer às afirmações apropriadas.

Conclui-se a partir dos dados da **Tabela 4.28** que o método “Meio Técnico” indica uma forte correlação com valores de R para solos mais resistentes, em que se tem N_{SPT} médio igual a 9, como é o caso de Cabedelo. Essa correlação pode ser feita empregando-se um fator de correção (FC). O FC obtido para a correlação foi de aproximadamente 1,18, conforme demonstrado pela equação:

$$FC = \frac{(\sum R_{5,5})^3}{\sigma_{s_M. Técnico}} = \frac{211,57}{180,00} \cong 1,18 \quad [44]$$

1.14.5 - Comparação dos valores de σ_r e σ_s obtidos do CPT e das provas de carga – Campo experimental da UFS

Com base nos valores estimados de tensão ruptura e da tensão admissível a partir do CPT (σ_{r_CPT} , σ_{s_CPT}) e no valor médio indicado no item 4.1.7, **Tabela 4.6**, foi possível analisar as diferenças percentuais entre os métodos empregados para o CPT e os resultados das provas de carga, interpretados à luz da extrapolação de Van Der Veen (1953). Esta análise se encontra nas **Tabelas 4.29** e **4.30**.

Tabela 0.29 – Diferença percentual entre os valores estimados de tensão de ruptura obtida do CPT e o valor médio da tensão de ruptura obtida das provas de carga

Campo Experimental da UFS						
Autor	Sapata		σ_{r_CPT} (kPa)	σ_{r_PLT} (kPa)	$\sigma_{r_CPT} - \sigma_{r_PLT}$ (kPa)	Diferença (%)
	Forma	D/B				
T e G	quadrada	0,8	695,41	250,00	445,41	178,16
	quadrada	1,0	685,34	250,00	435,34	174,14
	quadrada	1,5	655,93	250,00	405,93	162,37
Meyerhof	circular/quadrada	0,8	358,97	250,00	108,97	43,59
	circular/quadrada	1,0	372,85	250,00	122,85	49,14
	quadrada	1,5	372,85	250,00	122,85	49,14

σ_{r_PLT} : Tensão de ruptura média a partir da prova de carga

T e G: Teixeira e Godoy (1998): Equação [33b]

Meyerhof (1956): Equação [34]

Analisando os dados contidos na **Tabela 4.29**, percebe-se que os valores da capacidade de carga estimados com base nos dados dos ensaios de cone se apresentaram muito superiores aos obtidos na prova de carga, em no mínimo 43,59% e no máximo 178,16%.

Tabela 0.30 – Diferença percentual entre os valores estimados de tensão admissível obtida do CPT e o valor médio da tensão admissível obtida das provas de carga

Campo Experimental da UFS						
Autor	Sapata		σ_{s_CPT} (kPa)	σ_{s_PLT} (kPa)	$\sigma_{s_CPT} - \sigma_{s_PLT}$ (kPa)	Diferença (%)
	Forma	D/B				
T e G	quadrada	0,8	166,70	118,68	48,02	40,46
	quadrada	1,0	163,62	118,68	44,94	37,87
	quadrada	1,5	154,90	118,68	36,22	30,52
Meyerhof	quadrada	0,8	119,66	118,68	0,98	0,83
	quadrada	1,0	124,28	118,68	5,60	4,72
	quadrada	1,5	145,54	118,68	26,86	22,63

σ_{s_PLT} : Tensão admissível média a partir da prova de carga

T e G: Teixeira e Godoy (1998): Equação [32]

Meyerhof (1956): Equação [35]

Na **Tabela 4.30** observa-se que o método de Meyerhof (1956) para a estimativa da tensão admissível se mostrou bastante satisfatória. Uma ótima concordância foi encontrada entre os valores de σ_{s_CPT} e σ_{s_PLT} , destacando-se que para os casos de sapatas quadradas ou circulares, com 1 metro de largura ou diâmetro, a diferença entre ambos os métodos é inferior a 5,0%. O valor de σ_s previsto com base no CPT é levemente superior ao de σ_s obtido da prova de carga.

1.14.6 - Comparações dos valores de σ_r e σ_s entre os dados do Penetrômetro Manual e do CPT – Campo experimental da UFS

Nas **Tabelas 4.31** e **4.32** estão as comparações feitas entre os valores médios da resistência do solo à penetração obtida do penetrômetro manual (R), correspondentes às penetrações a 5,5 cm, 11,0 cm e 16,5 cm, e os valores estimados da tensão de ruptura e da tensão admissível (σ_r , σ_s) obtidas a partir dos ensaios de Cone, para sapata circular ou quadrada, de 0,80 m de diâmetro/lado.

Tabela 0.31 – Diferença percentual entre os valores médios de resistência do solo à penetração do penetrômetro para penetração de 11,0 cm e 16,5 cm, e o valor médio de tensão de ruptura estimada a partir dos ensaios de CPT

Campo Experimental da UFS					
Cava	Penetração (cm)	R (kPa)	$\sigma_{r_T e G}$ (kPa)	R – $\sigma_{r_T e G}$ (kPa)	Diferença (%)
1	11,0	599,30	695,41	-96,11	-13,82
	16,5	910,10	695,41	214,69	30,87
2	11,0	493,99	695,41	-201,42	-28,96
	16,5	804,13	695,41	108,72	15,63
3	11,0	338,52	695,41	-356,89	-51,32
	16,5	425,36	695,41	-270,05	-38,83
4	11,0	468,12	695,41	-227,29	-32,68
	16,5	733,65	695,41	38,24	5,50

$\sigma_{r_T e G}$: Tensão de ruptura pelo método de Teixeira e Godoy (1998): Equação [33b]

Campo Experimental da UFS					
Cava	Penetração (cm)	R (kPa)	$\sigma_{r_MEYERHOF}$ (kPa)	R – $\sigma_{r_MEYERHOF}$ (kPa)	Diferença (%)
1	11,0	599,30	358,97	240,33	66,95
	16,5	910,10	358,97	551,13	153,53
2	11,0	493,99	358,97	135,02	37,61
	16,5	804,13	358,97	445,16	124,01
3	11,0	338,52	358,97	-20,45	-5,70
	16,5	425,36	358,97	66,39	18,49
4	11,0	468,12	358,97	109,15	30,41
	16,5	733,65	358,97	374,68	104,38

$\sigma_{r_MEYERHOF}$: Tensão de ruptura pelo método de Meyerhof (1956): Equação [34]

Da **Tabela 4.31** observa-se que o método empregado para a estimativa dos valores da tensão de ruptura que mais se aproximou dos valores de resistência R medidos com o penetrômetro foi o de Teixeira & Godoy (1998), com diferença percentual máxima da ordem de 50%. Cabe destacar a variabilidade das diferenças percentuais obtidas, ora para mais ora para menos, dependendo do valor da penetração para o qual a análise está voltada (11 cm ou 16,5 cm).

Tabela 0.32 – Diferença percentual entre os valores médios de resistência do solo à penetração do penetrômetro para penetração de 5,5 cm, e o valor médio de tensão admissível estimado a partir dos ensaios de CPT

Campo Experimental da UFS					
Cava	Penetração (cm)	R (kPa)	σ_s _T e G (kPa)	$R - \sigma_s$ _T e G (kPa)	Diferença (%)
1	5,5	236,11	166,70	69,41	41,64
2	5,5	202,59	166,70	35,89	21,53
3	5,5	166,17	166,70	-0,53	-0,32
4	5,5	186,49	166,70	19,79	11,87

σ_s _T e G: Tensão admissível pelo método de Teixeira e Godoy (1998): Equação [32]

Campo Experimental da UFS					
Cava	Penetração (cm)	R (kPa)	σ_s _MEYERHOF (kPa)	$R - \sigma_s$ _MEYERHOF (kPa)	Diferença (%)
1	5,5	236,11	119,66	116,45	97,32
2	5,5	202,59	119,66	82,93	69,30
3	5,5	166,17	119,66	46,51	38,87
4	5,5	186,49	119,66	66,83	55,85

σ_s _MEYERHOF: Tensão admissível pelo método de Meyerhof (1956): Equação [35]

Analisando-se os dados da **Tabela 4.32**, verifica-se que mesmo comparando-se a resistência medida para uma penetração de apenas 5,5 cm do penetrômetro no solo, só em um caso os valores de tensão admissível se comparam muito bem com os valores previstos pelos métodos de Teixeira & Godoy (1998) e de Meyerhof (1956), para o caso da cava 3, no campo experimental da UFS. Nas demais cavas, invariavelmente os valores de σ_s previstos por esses métodos superam os valores de R . Essa variabilidade pode ser melhor visualizada na **Figura 4.17**, na qual estão relacionados a resistência (R) e σ_s estimado pelo método Teixeira & Godoy (1998), no eixo x, e a tensão admissível obtida da prova de carga (considerado como referência) no eixo y. Cabe registrar que não foram feitas comparações com as resistências medidas com o penetrômetro manual a 11 cm e 16,5 cm porque estas resultaram valores da ordem de três (3) a oito (8) vezes maiores que os dos métodos Teixeira & Godoy (1998) e Meyerhof (1956).

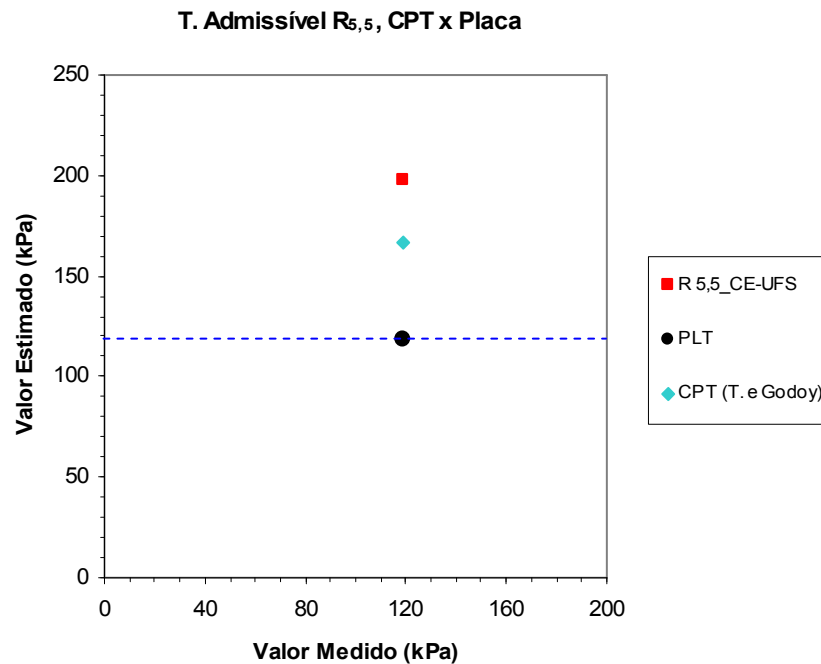


Figura 0.17 – Gráfico das tensões medidas (σ_s _PLT) com tensões estimadas (σ_s _CPT e $R_{5,5}$ do penetrômetro)

Analisando a **Figura 4.17**, conclui-se que os valores de tensão admissível resultantes da proposta de Teixeira & Godoy (1998) e os valores de R, superestimam a tensão admissível ao serem comparados com a prova de carga. Verifica-se também uma tendência de correlação entre σ_s do ensaio CPT através do método Teixeira & Godoy (1998) e os valores de R medidos com o penetrômetro manual na profundidade de 5,5 cm. Essa correlação pode ser obtida dividindo-se o valor médio de R pelo valor de σ_s do método Teixeira & Godoy (1998), conforme mostrado abaixo:

$$FC = \frac{(\sum R_{5,5})/4}{\sigma_{s_TeG}} = \frac{197,84}{166,70} \cong 1,19 \quad [45]$$

1.14.7 - Comparações dos valores de σ_r e σ_s obtidos do Penetrômetro Manual e das provas de carga – Campo experimental da UFS

Considerando as condições de maciço homogêneo para a magnitude das solicitações impostas nos ensaios de prova de carga e dos ensaios penetrométricos, com equipamento manual, os resultados das provas de carga podem ser admitidos como referência para efeitos de comparação com o de qualquer outro ensaio feito no Campo Experimental da UFS. Dessa forma, a tensão de ruptura ou admissível obtida da prova de carga, mesmo que por extrapolação, devem ser usadas para que se possa concluir sobre a natureza (condições de ruptura ou de trabalho) do R medido com o penetrômetro.

Conforme apresentado nas **Figuras 4.6 e 4.7**, item 4.1.7, o valor da tensão de ruptura obtida através da extrapolação de Van Der Veen (1953) é igual a 250 kPa, conforme está apresentado na quarta coluna da **Tabela 4.33**. De acordo com a curva ajustada obtida da extrapolação, empregando-se os critérios da ABNT NBR 6122 (1996), a tensão admissível do solo estaria em torno de 118 kPa (quarta coluna da **Tabela 4.34**). Os valores médios da resistência à penetração do solo (R) obtida para cada intervalo (5,5 cm, 11,0 cm e 16,5 cm) de penetração do penetrômetro estão mostrados na terceira coluna das **Tabelas 4.33 e 4.34**. Na 5ª coluna da **Tabela 4.33** estão as diferenças entre os valores de R e de σ_r _PLT, enquanto na mesma coluna da **Tabela 4.34** estão as diferenças entre os valores de R e da tensão admissível obtida do ensaio de placa (σ_s _PLT). Em termos percentuais, as diferenças estão na 6ª coluna de ambas as tabelas.

Analisando-se os dados mostrados na **Tabela 4.33** observa-se que as melhores concordâncias verificadas estão entre os valores de R para uma penetração de 5,5 cm e σ_r _PLT, principalmente no caso da cava 1, onde a diferença percentual foi de apenas 5,56%, ou seja, o valor de R foi 5,56% inferior à tensão de ruptura obtida do ensaio de placa. Para os demais intervalos de penetração, os valores de R sempre superam o da tensão de ruptura extrapolada do ensaio de placa. Em alguns casos a diferença atinge 260% (cava 1, penetração de 16,5 cm).

Tabela 0.33 – Diferença percentual entre os valores médios de resistência do solo à penetração do penetrômetro para penetração de 11,0 cm e 16,5 cm, e o valor médio da tensão de ruptura das provas de carga

Campo Experimental da UFS					
Cava	Penetração (cm)	R (kPa)	σ_r _PLT (kPa)	R – σ_r _PLT (kPa)	Diferença (%)
1	5,5	236,11	250,00	-13,89	-5,56
	11,0	599,30	250,00	349,30	139,72
	16,5	910,10	250,00	660,10	264,04
2	5,5	202,59	250,00	-47,41	-18,96
	11,0	493,99	250,00	243,99	97,60
	16,5	804,13	250,00	554,13	221,65
3	5,5	166,17	250,00	-83,83	-33,53
	11,0	338,52	250,00	88,52	35,41
	16,5	425,36	250,00	175,36	70,14
4	5,5	186,49	250,00	-63,51	-25,40
	11,0	468,12	250,00	218,12	87,25
	16,5	733,65	250,00	483,65	193,46

σ_r _PLT: Tensão de ruptura média a partir da prova de carga

No caso das comparações entre os valores de R e da tensão admissível, observa-se da **Tabela 4.34** que os valores estão bastante discordantes, mesmo para uma penetração de 5,5 cm. Essa constatação conduz a uma conclusão importante da pesquisa: que a condição de ruptura do ensaio de penetrômetro manual em areia fofa parece ser atingida com uma penetração de apenas 5,5 cm, em comparação com a condição de ruptura da prova de carga. Como o diâmetro médio da ponta cônica do penetrômetro mede em torno de 25 mm, se fosse empregado o critério de ruptura correspondente a uma penetração de 10% do diâmetro, de fato a ruptura do solo pelo penetrômetro seria alcançada com apenas 2,5 mm de penetração, e não os 5,5 cm sugeridos pelos dados obtidos. Entretanto, talvez essa analogia padeça de falhas, visto que a ponta do penetrômetro não é plana, ou seja, é cônica. Só a parte afunilada da ponta é suficiente para que ocorra a penetração de 5,5 cm no solo.

As dispersões apresentadas na **Figura 4.18** confirmam a conclusão tirada anteriormente, visto que fica evidenciada a superestimativa dos valores de R para as penetrações de 11 cm e 16,5 cm quando comparados com o valor de referência (σ_r da prova de carga) e o bom ajuste obtido com os valores de R para 5,5 cm de penetração. O mesmo não pode ser afirmado quando a comparação é entre os valores de R (para uma penetração de 5,5 cm) e o valor médio de σ_s das provas de carga, conforme pode ser observado na **Figura 4.19**. A **Figura 4.18** relaciona as resistências medidas com o penetrômetro (para penetrações de 5,5 cm, 11 cm e 16,5 cm) e σ_s da prova de carga (eixo y) com as penetrações referentes a 5,5 cm, 11 cm e 16,5 cm (eixo x).

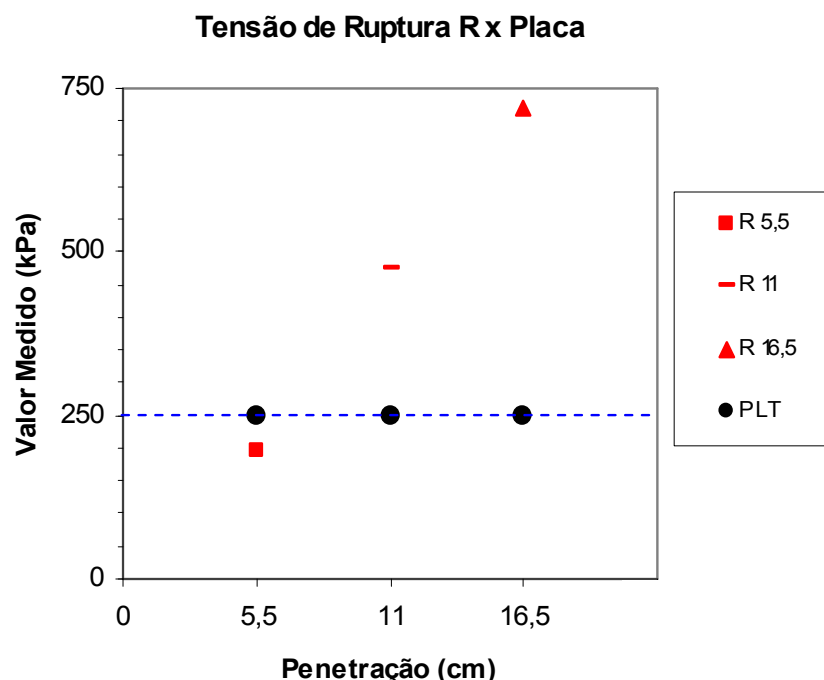


Figura 0.18- Gráfico dos valores medidos (σ_r _Placa e $R_{5,5}$, R_{11} e $R_{16,5}$ do penetrômetro) versus as penetrações à 5,5 cm, 11 cm e 16,5 cm

Tabela 0.34 – Diferença percentual entre os valores médios de resistência do solo à penetração do penetrômetro para penetração de 5,5 cm, e o valor médio da tensão admissível das provas de carga

Campo Experimental da UFS					
Cava	Penetração (cm)	R (kPa)	σ_s _PLT (kPa)	R – σ_s _PLT (kPa)	Diferença (%)
1	5,5	236,11	118,68	117,43	98,95
2	5,5	202,59	118,68	83,91	70,70
3	5,5	166,17	118,68	47,49	40,02
4	5,5	186,49	118,68	67,81	57,14

σ_s _PLT: Tensão admissível média a partir da prova de carga

A conclusão anterior não pode ser atribuída aos resultados da **Tabela 4.34**, pois pela análise da **Figura 4.19**, nota-se uma dispersão considerável entre os valores de R a 5,5 cm de penetração e o valor médio de σ_s das provas de carga, sendo necessária a adoção de algum fator de correção para tornar possível uma correlação entre os métodos.

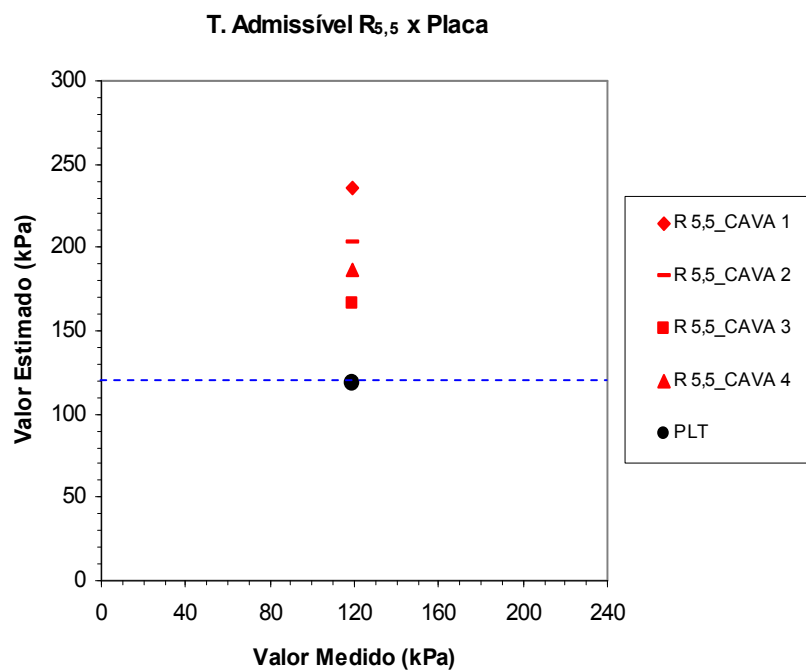


Figura 0.19 – Gráfico das tensões medidas (σ_s _Placa) com tensões estimadas ($R_{5,5}$ do penetrômetro)

Conclui-se, portanto, dessas análises, que há indicações da resistência R obtida do penetrômetro estar mais próxima da tensão de ruptura extraída da prova de carga quando a penetração da ponta cônica do equipamento atinge 5,5 cm no solo. Entretanto, o autor desta dissertação reconhece a

necessidade de mais dados para reforçar essa sugestão, tanto em solos de mesma natureza quanto em areias mais compactas.

Diante das conclusões supracitadas, o autor dessa dissertação propõe os seguintes fatores de correção:

Para correlação de $R_{5,5}$ com σ_r da prova de carga.

$$FC = \frac{(\sum R_{5,5})/4}{\sigma_{r_PLT}} = \frac{197,84}{250,00} \cong 0,79 \quad [46]$$

Para correlação de $R_{5,5}$ com σ_s da prova de carga.

$$FC = \frac{(\sum R_{5,5})/4}{\sigma_{s_PLT}} = \frac{197,84}{118,68} \cong 1,67 \quad [47]$$

Para correlação de R_{11} com σ_s da prova de carga.

$$FC = \frac{(\sum R_{11})/4}{\sigma_{s_PLT}} = \frac{474,98}{118,68} \cong 4,0 \quad [48]$$

Para correlação de $R_{16,5}$ com σ_s da prova de carga.

$$FC = \frac{(\sum R_{16,5})/4}{\sigma_{s_PLT}} = \frac{718,31}{118,68} \cong 6,05 \quad [49]$$

Com esses fatores de correção fica fácil perceber que na condição de ruptura há uma menor variabilidade dos valores de $R_{5,5}$. Essa variação é de 21%, subestimando a tensão de ruptura da prova de carga, porém a favor da segurança. Na condição de trabalho (tensão admissível), essa variação é de 67%, porém, superestimando σ_s , em outras palavras, contra a segurança. Vale lembrar que essas conclusões são uma contribuição inicial aos estudos com o penetrômetro manual, sendo necessário um número maior de ensaios em areias para que se possa ter provas mais consistentes.

1.14.8 - Comparações dos valores de σ_s entre métodos SPT, CPT, Penetrômetro e prova de carga

A **Figura 4.20**, foi gerada a partir dos seguintes dados: i) σ_s do método Teixeira & Godoy (1998) para sapatas de 0,80 m (CPT); ii) σ_s do método do “Meio Técnico” para sapatas de 0,80 m (SPT); iii) R médio (para a penetração de 5,5 cm), representando os valores estimados de tensão admissível (eixo y); e iv) σ_s obtida da interpretação das provas de carga (denominada tensão medida, eixo x).

Da análise da **Figura 4.20** é possível concluir que o método semi-empírico do “Meio Técnico”, que utiliza dados do ensaio SPT, apresentou a melhor aproximação do valor obtido da prova de carga. Uma importante observação é a igualdade de probabilidade de correlação indicada pelos métodos CPT e penetrômetro. Porém, foi visto que o penetrômetro manual resultou numa melhor aproximação com os resultados de σ_r das provas de carga. De qualquer forma, reafirma-se a indicação de sugestão de um fator de correção tanto para os resultados do método CPT quanto do método do penetrômetro para uma correlação com σ_s da prova de carga. Sendo necessário ressaltar que são necessários mais dados para fortalecer tais correlações.

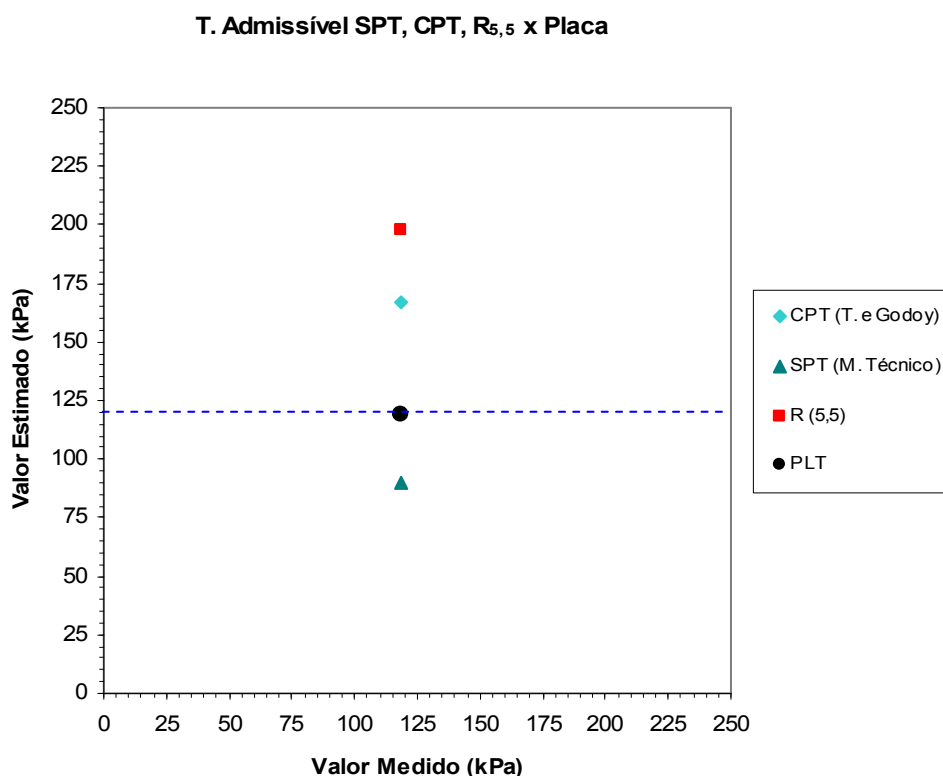


Figura 0.20 – Gráfico das tensões medidas (σ_s _Placa) com tensões estimadas (σ_s _Métodos SPT, CPT e $R_{5,5}$ do penetrômetro)

1.15 - CONSIDERAÇÕES FINAIS

Das análises efetuadas com os dados apresentados neste capítulo foi possível destacar alguns pontos interessantes, a exemplo da existência de um razoável ajuste entre os valores estimados de tensão admissível pelo método de Teixeira e Godoy (1998), baseado no CPT, e os valores R, para a penetração igual a 5,5 cm. Essa afirmativa pode ser considerada, uma vez que se trata de dois equipamentos cujos processos de ensaios se assemelham, tanto do ponto de vista físico de solitação

do solo (ambos estáticos), quanto das características dos equipamentos (pontas com formas semelhantes, cônicas).

Foi observada uma tendência de aproximação dos valores de R (5,5 cm) aos valores de σ_s do método comum do Meio Técnico (SPT) para o solo de Cabedelo, o que fomenta a idéia de realizar estudos mais aprofundados de modo que se obtenham correlações que venham validar o uso futuro do penetrômetro em estimativas de tensões admissíveis do solo.

Por fim, as relações entre tensão admissível (prova de carga) e R, para 5,5 cm de penetração do penetrômetro, e ainda, entre tensão de ruptura (prova de carga) e R (5,5 cm), mostraram, com clareza, que a comparação mais adequada entre os métodos, se faz entre os valores medidos de R (5,5 cm) e a tensão de ruptura obtida à luz da extrapolação pelo critério de Van Der Veen (1953). Nesse caso, considera-se como condição de ruptura para o solo pesquisado, a resistência do solo medida com o penetrômetro a 5,5 cm de profundidade.

CAPÍTULO 5

CONCLUSÕES E SUGESTÕES

1.16 - CONCLUSÕES

O estudo realizado nesta pesquisa teve como finalidade estabelecer comparações dos valores de tensão de ruptura e de tensão admissível entre os métodos empíricos, semi-empíricos e prova de carga de solos arenosos, tendo como principal motivação a busca de alguma relação entre o valor de R, obtido no ensaio de penetrômetro estático manual e o da tensão de ruptura ou da tensão admissível obtida das provas de carga sobre placa realizadas. As principais conclusões extraídas desta pesquisa são as seguintes:

- 1) O número de três (3) ensaios por cava de 1,30 m x 1,30 m é suficiente para representar a resistência R do solo com o penetrômetro portátil com um nível de significância de 2,16%, ou seja, a probabilidade de um valor observado em um ensaio com três penetrações ser significativo para o solo é de 97,84%.
- 2) Os métodos teóricos forneceram valores previstos conservativos para a capacidade de carga do solo, em comparação com o valor médio obtido das provas de carga. A menor diferença percentual obtida corresponde a um valor de tensão de ruptura estimada pelos métodos teóricos da ordem 27,24% inferior ao da prova de carga.
- 3) A comparação dos valores estimados da tensão admissível entre os métodos semi-empíricos de Meyerhof (CPT) e De Mello (SPT), se mostrou bastante satisfatória, o mesmo acontecendo entre os métodos de Teixeira e Godoy (CPT) e Parry (baseado no SPT), sugerindo a existência de uma forte correlação entre os valores observados.
- 4) Os valores da tensão admissível com base no SPT, obtidos através da formulação de Parry (1977) quando comparados aos da resistência R do penetrômetro, em média, resultaram nas menores diferenças percentuais.
- 5) A diferença percentual média de 18,84%, obtida da comparação do método de Teixeira e Godoy (CPT) para estimativa de tensão admissível e os valores de R do penetrômetro para 5,5 cm de

penetração, indica uma boa concordância entre estes métodos. No entanto, cabe lembrar que o método de Teixeira e Godoy (1996), supera os valores da prova de carga em cerca de 30,0%.

- 6) Os valores de tensão admissível estimados a partir dos ensaios SPT, usando a correlação de De Mello (1975) e CPT, usando a correlação de Meyerhof (1956), concordaram muito bem com os valores obtidos da prova de carga. Porém, o método que emprega os dados do CPT tende a discordar significativamente da prova de carga com o aumento da largura ou diâmetro da sapata.
- 7) Das comparações feitas entre os dados do ensaio CPT e os valores de resistência medidos com o penetrômetro manual no Campo Experimental da UFS, propõe-se com razoável segurança, um fator de correção (FC) igual a aproximadamente 1,19. Com a divisão do valor de R (obtido da penetração de 5,5 cm do penetrômetro) por esse fator de correção se obtém a estimativa da tensão admissível de solo arenoso fofo a partir do penetrômetro portátil.
- 8) Constatou-se uma forte concordância entre os valores de $R_{5,5}$ (resistência obtida com a penetração de 5,5 cm do penetrômetro no solo) e da tensão admissível estimada a partir da fórmula comumente empregada no Meio Técnico brasileiro, para o solo de Cabedelo. Assim, propõe-se aplicar um fator de correção de aproximadamente 1,18 em R para obtenção da tensão admissível com o penetrômetro portátil equivalente àquela obtida do SPT no tipo de solo citado.
- 9) Os dados de resistência, obtidos do penetrômetro portátil com as penetrações de 5,5 cm, resultaram num modelo com razoável ajuste aos valores de tensão de ruptura obtidos da prova de carga. A diferença percentual média ficou em torno de 20,86 %. Portanto, a partir dessa constatação, sugere-se um fator de correção (FC) igual a 1,67 para obtenção de tensão admissível do solo com o uso do penetrômetro manual. Para as profundidades de penetração de 11,0 cm e 16,5 cm, os valores de FC sugeridos são respectivamente, 4,0 e 6,05.
- 10) Na condição de ruptura, se obteve a melhor relação entre resistência medida com o penetrômetro (para 5,5 cm de penetração) e tensão de ruptura da prova de carga. Isso permite sugerir um fator de correção FC de aproximadamente 0,79, que pode ser utilizado para prever a tensão de ruptura em solos arenosos fofos com a utilização do penetrômetro portátil.
- 11) Convém frisar, mesmo com indicação de boa correlação, que maiores estudos serão necessários para validação das propostas aqui apresentadas, podendo serem consideradas como mais uma contribuição às pesquisas sobre estimativa de capacidade de carga de fundações superficiais com emprego de métodos semi-empíricos, com dados de ensaios de campo.

- 12) Por fim, a partir das comparações efetuadas, conclui-se que o penetrômetro pode se configurar numa ferramenta bastante útil para obtenção de tensão admissível do solo, com o uso de coeficientes de seguranças adequados à condição de contorno considerada. Além disso, é um equipamento extremamente simples, de fácil e rápida operação.
- 13) Com relação à utilização do penetrômetro portátil, constatou-se:
- a. A necessidade de se fixar uma profundidade de penetração máxima para obtenção dos valores de resistência, pois como o ensaio não possui norma, torna-se complexa a interpretação de resistências últimas com o uso do penetrômetro manual, devido a variação de força proporcionada por cada operador em particular.
 - b. A aplicação da força pelo operador ao conjunto deve se dar sob velocidade constante para permitir menor variabilidade dos valores de resistência medidos, bem como garantir o caráter estático do ensaio.
 - c. A resistência máxima medida R é limitada pela força física disponível do operador e pela capacidade do aparelho, no caso de solos resistentes.
 - d. Há pouca experiência acumulada sobre a aplicação do equipamento, principalmente no Brasil, o que dificulta sobremaneira estudos comparativos de resultados do ensaio com dados de outros locais.

1.17 - SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS

Esta pesquisa utilizando o penetrômetro estático manual para estimar valores de tensão de ruptura e tensão admissível de solos arenosos poderá ser encarada como um passo inicial para o desenvolvimento de outras, tanto em solos de mesma natureza (arenosos) quando em solos argilosos.

Com isso, sugere-se:

- 1) Estudar correlações entre o penetrômetro e os ensaios de SPT e CPT para comparar com maior eficácia o uso do penetrômetro em substituição a esses métodos semi-empíricos.
- 2) Obter correlações entre o penetrômetro e os métodos teóricos disponíveis.
- 3) Realizar um número maior de provas de carga de modo a viabilizar uma correlação com os valores de resistência medidos com o penetrômetro.
- 4) Pesquisar coeficientes de segurança adequados para utilização do penetrômetro em fundações superficiais.
- 5) Realizar ensaios penetrométricos em outros tipos de solos de modo a abranger sua utilização em fundações superficiais.
- 6) Estudar a física do processo de penetração com o penetrômetro e desenvolver dispositivos com a finalidade de contornar as limitações impostas por sua utilização.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABGE - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA. Glossário de equipamentos de sondagens. 1980.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, NBR 6122. Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, 1996.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, NBR-6484. Sondagens de simples reconhecimento com SPT – Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2001.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, NBR-6489. Prova de carga direta sobre terreno de fundação. Rio de Janeiro, 1984.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, NBR-7181. Análise granulométrica. Rio de Janeiro, 1984.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, NBR-9813. Determinação da massa específica aparente in situ, com emprego de cilindro de cravação. Rio de Janeiro, 1987.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, NBR-12069. Ensaio de penetração de cone in situ (CPT). Rio de Janeiro, 1991.

ALONSO, U. R. Capacidade de carga. In: Exercícios de fundações. São Paulo: Edgard Blücher, 1983. Cap. 4, p. 93-99.

AOKI, N. Ensaio Holandês de Penetração. Curso de atualização em fundações. Centro de produção da UEG (CEPUEG), 1973.

BARATA, F. E. Capacidade de carga. In: Propriedades mecânicas do solo. Rio de Janeiro: LTC, 1984. Cap. 4, p. 113-113.

BARENTSEN, P. Short description of a field testing method with cone-shaped sounding apparatus. Proc. Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., 1st, Cambridge, 1(B/3): 7-10, 1936.

BARISON, M.R., Cavalcanti Jr., D.A. e Assis, W. S. Caracterização do Subsolo da Cidade de Aracaju a partir da Análise de Seções Geotécnicas. XI COBRAMSEG, V. 1, p. 89-94, 1998.

BEZERRA, S. P. Estudo Comparativo entre o SPT, a Prova de Carga sobre Placas e o Ensaio Pressiométrico, Aplicado a Fundações Superficiais em Solo Arenoso – Resultados Preliminares. 1990. 198p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Campina Grande, Campina Grande.

BOWLES, J. E. Foundations analysis and design. 4. ed. New York: McGraw-Hill Book Co. 1004 p., 1988.

CAVALCANTE, E. H. Fundações superficiais: capacidade de carga. Notas de Aula, UFS, Aracajú, p. 34, 2005.

CAVALCANTE, E. H. Investigação Teórico-Experimental Sobre o SPT. 2002. 430p. Tese (Doutorado em Geotecnia) – COPE/UFRJ, Rio de Janeiro.

CAVALCANTI JÚNIOR, D. A. Estudo do comportamento de grupos de estacas tipo hélice contínua submetidos a carregamento horizontal cíclico no topo em areia. 2007. Tese (Doutorado em Geotecnia) – Universidade Federal de Pernambuco, Recife.

CAQUOT, A.; KERISEL, J. Sur le term de surface dans le calcul des foundations en milieu pulverulent, Proceedings, 3rd. ICSMFE, Zurich, v. 1, p. 331-336, 1953.

CAPUTO, H. P. Capacidade de carga dos solos. In: Mecânica dos Solos e suas Aplicações: Mecânica das Rochas, Fundações e Obras de Terras. 5. ed. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos, 1983. Cap. 9, p. 183-200.

CESP - COMPANHIA ENERGÉTICA DE SÃO PAULO. Ensaio de cisalhamento direto em solos. 25p. (Método de ensaio MSL – 15). Ilha Solteira, 1986.

CHEN, W. –F. Limit Analysis and Soil Plasticity. Elsevier Scientific Publishing Co. Amsterdam, 1975.

CINTRA, J. C. A; AOKI, N.; ALBIERO, J. H. Capacidade de carga. In: Tensão Admissível em Fundações Diretas. Sao Carlos: Rima, 2003. Cap. 2, p. 3-27.

DAVIS, E. H.; BOOKER, J. R. The effect of increasing strength with depth on the bearing capacity of clays. Geotechnique, v. 23, n. 4, p. 551-563, 1973.

DE BEER, E. E. Experimental determination of the shape factors and the bearing capacity factors of sandy. Geotechnique, v. 20, n. 4, 1970.

DÉCOURT, L. Previsão dos deslocamentos horizontais de estacas carregadas transversalmente com base em ensaios penetrométricos. Proc. SEFE II, São Paulo, v. 2, p. 340-362, 1991b.

DÉCOURT, L. Prediction of load settlement relationships for foundations on the basis of the SPT-T. Ciclo de Conferências Internacionales Leonardo Zeevaert, México, p. 87-104, 1995.

DE MELLO, V. F. B. Deformações como base fundamental de escolha de fundação. Geotecnia, SPG, n. 12, p. 55-57, fev-mar, 1975.

DNIT – Departamento Nacional de Infra-Estrutura e Transportes, ME 052/94. Solos e agregados miúdos – determinação da umidade com o emprego do Speedy – Norma Rodoviária. Rio de Janeiro, 1994.

GOUVÊA, M. A. S. Análise de Prova de Carga em Fundação Rasa: comparação com os métodos de previsão de tensão admissível e recalque. IV Congresso de Engenharia Civil, Juiz de Fora, v. 1, p. 679-690, 2000.

HANNA, A. M.; MEYERHOF, G. G. Design charts for ultimate bearing capacity of foundations on sand overlying soft clay. Canadian Geotechnical Journal, v. 17, p. 300-303, 1980.

HANSEN, J. B. A revised and extended formula for bearing capacity. Danish Geotechnical Institute, Bulletin n. 28, p. 3-11, 1970.

HOUSEL, W. S. A practical method for the selection of foundations base on fundamental research in Soil Mechanics. Research Bulletin, n. 13, University of Michigan, Ann Arbour, 1929.

LUNNE, T.; ROBERTSON, P. K.; POWELL, J. J. M. Historical background. In: Cone Penetration Testing: in geotechnical practice. 1st ed. London: Blackie Academic and Professional, 1977. Cap. 1, p. 4.

MATAR, M.; SALENÇON, J. Capacité portante d'une ssemelle filante sur sol purement cohérent d'épaisseur limitée et de cohésion variable avec la profondeur. Annales de l' Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publiques, n. 352, 1977.

MEYERHOF, G. G. The ultimate bearing capacity of foundations. Geotechnique, v. 2, p. 301-332, 1951.

MEYERHOF, G. G. Penetration tests and bearing capacity of cohesionless soils. J. Soil Mech. Found. Div., Am. Soc. Civil Eng., 82(1): 866, 1956.

MEYERHOF, G. G. Closure of discussion of penetration tests and bearing capacity of cohesionless soils. Am. Soc. Civil Eng., Pap., 866: 155-1161, 1957.

MEYERHOF, G. G. Shallow foundations. J. Soil Mech. Found. Div., Am. Soc. Civil Eng., 91(2): 4271, 1965.

MEYERHOF, G. G. Ultimate bearing capacity of footings on sand layer overlying clay. Canadian Geotechnical Journal, v. 11, n. 2, p. 223-229, 1974.

OHDE, J. Zur theorie des erddruckes unter besonderer berucksichtigung der erddruckverteilung, Bautechnik, v. 16, p. 150, 1938.

PARRY, R. H. G. Estimating bearing capacity of sand from SPT values. JGED, ASCE 103: Gt. 9, p. 1014-1043, 1977.

PINTO, C. S. Resistência das areias. In: Curso básico de mecânica dos solos. São Paulo, Oficina de textos, 2000. Cap. 13, p. 181-192.

PRANDTL, L. Über die härte plastischer körper. Nachr. Ges. Wissensch. Göttingen, Mathema. Physik. Kl., I: 74, 1920.

REISSNER, H. Zum erddruckproblem, Proceedings, 1st. Int. Conf. On Applied Mechanics, Delft, p. 295-311, 1924.

RÖHN, S. A. Considerações sobre penetrômetros dinâmicos leves aplicados na construção e avaliação de pavimentos de baixo custo. 1984. 109p. Dissertação - EESC/USP, São Paulo.

SKEMPTON, A. W. The bearing capacity of clays, Proceedings, Building Research Congress, p. 180-189, 1951.

TEIXEIRA, A. H.; GODOY, N. S. Análise, projeto e discussão de fundações rasas. In: Fundações: teoria e prática. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998. p. 227-264.

TERZAGHI, K. Theoretical soil mechanics. New York: John Wiley and Sons Co. 510p., 1943.

TERZAGHI, K.; PECK, R. B. Soil Mechanics in Engineering Practice. 1nd ed. New York: John Wiley and Sons Co., 566p., 1948.

TERZAGHI, K.; PECK, R. B. Soil Mechanics in Engineering Practice. 2nd ed. New York: John Wiley and Sons Co., 729p., 1967.

TSCHEBOTARIOFF, G. P. The bearing capacity of soils. In: Soil Mechanics: foundations and earth structures. Tokyo: International Student, 1951. Cap. 9, p. 223-226.

TSUHA, C. H. C. Utilização de penetrômetro manual em solo colapsível e comparação com resultados de provas de carga em placa e em sapata. 2003. 68p. Dissertação - EESC/USP, São Paulo.

SANGLERAT, G. History of the penetrometer. In: The penetrometer and soil exploration. 2nd ed. Amsterdam: Elsevier Scientific Publishing Company, 1972. Cap. 1, v. 1, p. 1-8.

SANGLERAT, G. Bearing capacity and settlement of shallow footings. In: The penetrometer and soil exploration. 2nd ed. Amsterdam: Elsevier Scientific Publishing Company, 1972. Cap. 9, v. 1, p. 269-273.

SOLOTEST APARELHOS PARA MECÂNICA DOS SOLOS Ltda, Catálogo de produtos, São

Paulo, p. A-14, 2002.

SOWERS, G. F. Shallow foundations. In: LEONARDS, G. A. ed. Foundation engineering. New York: McGraw-Hill Book Co, 1962. Cap. 6, p. 525-632.

VAN DER VEEN, C. The bearing capacity of a pile. III Int. Conf. on Soil Mech. And Found. Eng. Zurich, v. 2, p. 84-90, 1953.

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. Capacidade de carga de fundações superficiais. In: Fundações. 2. ed. Rio de Janeiro: COPPE/UFRJ, 1996. Cap. 4, p. 71-107.

VÉSIC, A. S. Bearing capacity os shallow foundations. In: WINTERKORN, H. F.; FANG, H. Y. (eds). Foundation engineering handbook. New York: Ed. Van Nostrand Reinhold Co, 1975. Cap. 3, p. 121-147.

WILSON, G. The calculation of the bearing capacity of footings on clay. J. Inst. Civil Engrs., v. 17, p. 87-96, 1941.

APÊNDICE

Prova de Carga sobre Placa

Constam os dados, planilhas de cálculos e gráficos resultantes do procedimento de extrapolação da curva tensão x recalque pelo método de Van Der Veen (1953).

Tensão e recalque medidos _PLT 01

Tensão (kPa)	Recalque (mm)
19,89	0,67
39,79	1,58
59,68	2,62
79,58	3,55
99,47	4,86
119,37	6,27
139,26	8,01
159,15	10,05
179,05	12,36
198,94	14,66

Tensão e recalque medidos _PLT 02

Tensão (kPa)	Recalque (mm)
19,89	0,20
39,79	0,64
59,68	1,18
69,63	2,08
79,58	2,47
99,47	3,05

Tabela gerada pela equação proposta por Van Der Veen (1953)_PLT 01

σ (kPa)	$-\ln [1 - \sigma / \sigma_R]$										R (mm)
	200	250	300	350	400	450	500	550	600	650	
19,89	0,105	0,083	0,069	0,059	0,051	0,045	0,041	0,037	0,034	0,031	0,67
39,79	0,222	0,173	0,142	0,121	0,105	0,093	0,083	0,075	0,069	0,063	1,58
59,68	0,354	0,273	0,222	0,187	0,162	0,142	0,127	0,115	0,105	0,096	2,62
79,58	0,507	0,383	0,308	0,258	0,222	0,195	0,173	0,156	0,142	0,131	3,55
99,47	0,688	0,507	0,403	0,334	0,286	0,250	0,222	0,199	0,181	0,166	4,86
119,37	0,908	0,649	0,507	0,417	0,354	0,308	0,273	0,245	0,222	0,203	6,27
139,26	1,192	0,814	0,624	0,507	0,428	0,370	0,326	0,292	0,264	0,241	8,01
159,15	1,589	1,012	0,756	0,606	0,507	0,436	0,383	0,342	0,308	0,281	10,05
179,05	2,256	1,259	0,908	0,717	0,594	0,507	0,443	0,394	0,354	0,322	12,36
198,94	5,244	1,589	1,088	0,840	0,688	0,584	0,507	0,449	0,403	0,365	14,66

Tabela gerada pela equação proposta por Van Der Veen (1953)_PLT 02

σ (kPa)	$-\ln [1 - \sigma / \sigma_R]$										R (mm)
	100	150	200	250	300	350	400	450	500	550	
19,89	0,222	0,142	0,105	0,083	0,069	0,059	0,051	0,045	0,041	0,037	0,20
39,79	0,507	0,308	0,222	0,173	0,142	0,121	0,105	0,093	0,083	0,075	0,64
59,68	0,908	0,507	0,354	0,273	0,222	0,187	0,162	0,142	0,127	0,115	1,18
69,63	1,192	0,624	0,428	0,326	0,264	0,222	0,191	0,168	0,150	0,135	2,08
79,58	1,589	0,756	0,507	0,383	0,308	0,258	0,222	0,195	0,173	0,156	2,47
99,47	5,244	1,088	0,688	0,507	0,403	0,334	0,286	0,250	0,222	0,199	3,05

Gráfico de Van Der Veen_PLT 01

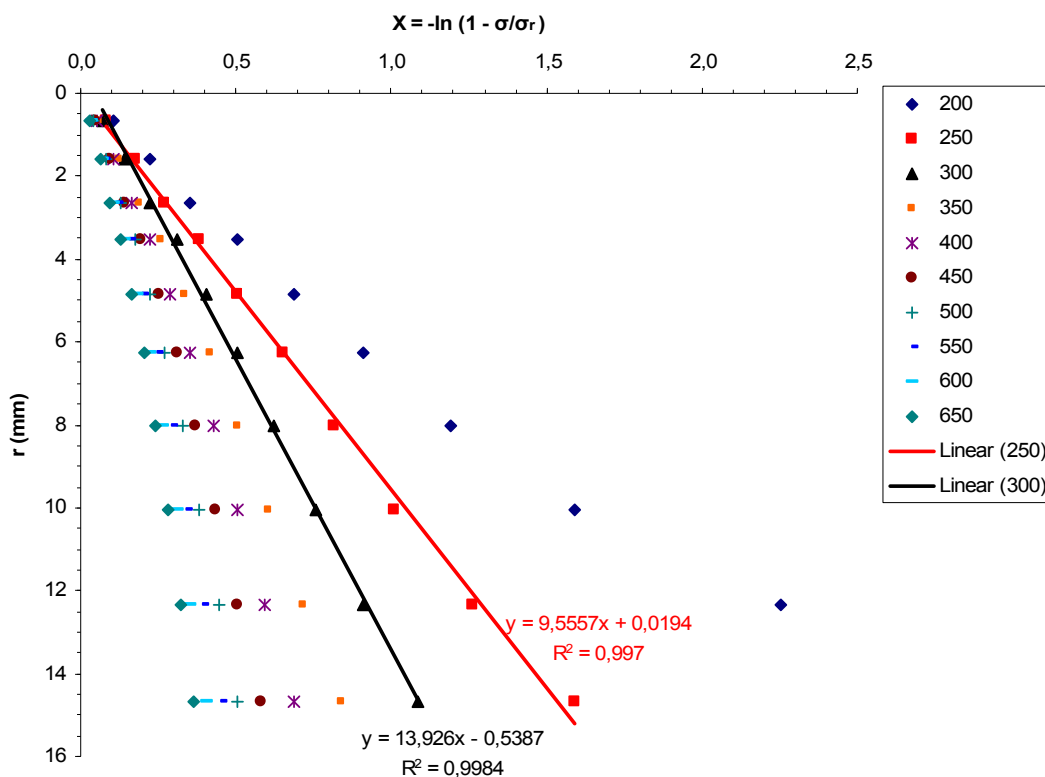


Gráfico de Van Der Veen_PLT 02

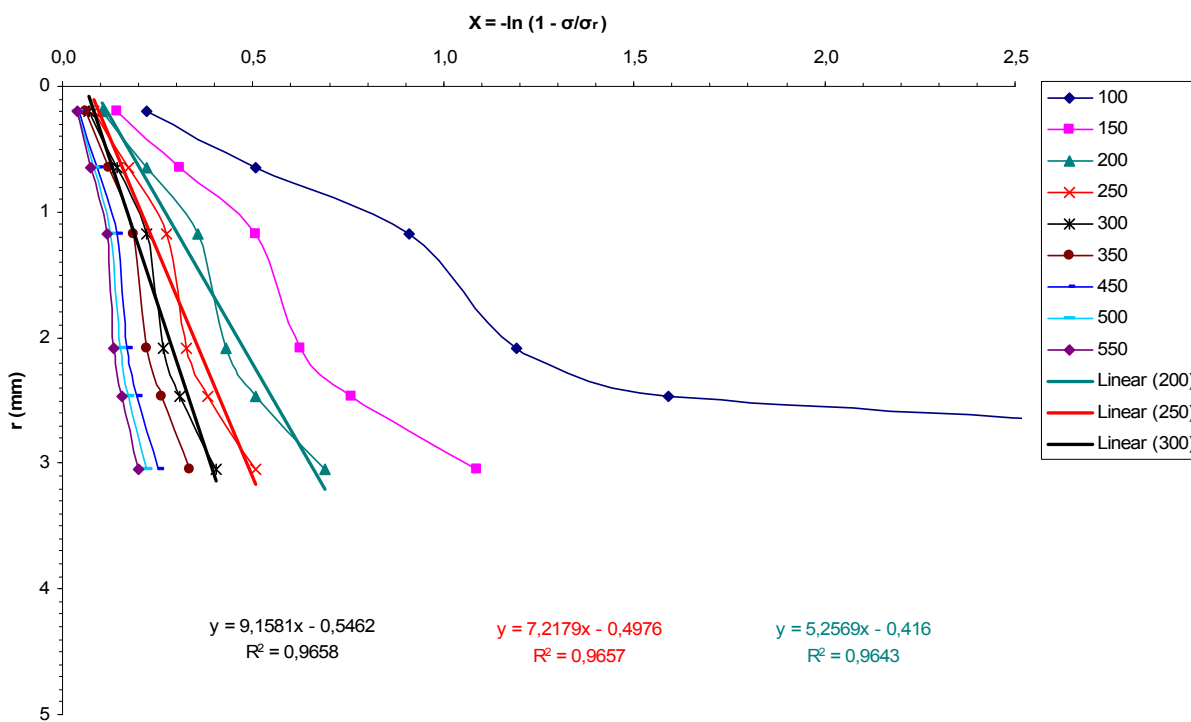


Tabela para traçado da curva ajustada_PLT 01

r (mm)	$e^{-(0,105*r-0,002)}$	$\sigma = 250*(1-e^{-(0,105*R-0,002)})$
1	0,902	24,47
2	0,812	46,95
3	0,731	67,19
4	0,658	85,41
5	0,593	101,82
6	0,534	116,59
10	0,351	162,34
15	0,207	198,14
20	0,123	219,32
25	0,073	231,85
30	0,043	239,27

Tabela para traçado da curva ajustada_PLT 02

R (mm)	$e^{-(0,139*R+0,069)}$	$\sigma = 250*(1-e^{-(0,139*R+0,069)})$
1	0,812	46,95
2	0,707	73,30
3	0,615	96,23
4	0,535	116,18
5	0,466	133,55
6	0,405	148,66
10	0,232	191,88
15	0,116	221,00
20	0,058	235,52
25	0,029	242,78
30	0,014	246,39

ANEXOS

ANEXO A

Prova de Carga sobre Placa

Constam planilhas de cálculos resultantes dos ensaios de prova de carga sobre placa

PROVA DE CARGA À COMPRESSÃO EM PLACA

LOCAL: CAMPO EXPERIMENTAL DEC/UFS

DATA: 14/12/06

REF.: PESQUISA TESE

OPERADOR: Washington

ENSAIO: COMPRESSÃO EM PLACA_01

PLACA No: 01

DIÂMETRO DA PLACA(m): 0,8

ÁREA DA PLACA (m²): 0,503

CARREGAMENTO										
EST.	CARGA (kN)	PRESSÃO (kN/m ²)	HORA	INT. Δ t	LEITURA (mm)					Recalque mm
					1	2	3	4	MÉDIA	
0	0	0		0	26,69	27,65	27,27		27,20	0,000
1°	10	19,89		0	26,06	27,57	26,05		26,56	0,643
		19,89		1	26,06	27,57	26,05		26,56	0,643
		19,89		2	26,05	27,57	26,03		26,55	0,653
		19,89		4	26,02	27,57	26,02		26,54	0,667
		19,89		8	26,01	27,57	26,01		26,53	0,673
				15						
				30						
2°	20	39,79		0	25,24	27,50	24,37		25,70	1,500
		39,79		1	25,20	27,50	24,34		25,68	1,523
		39,79		2	25,19	27,50	24,34		25,68	1,527
		39,79		4	25,14	27,50	24,25		25,63	1,573
		39,79		8	25,13	27,49	24,24		25,62	1,583
				15						
				30						
3°	30	59,68		0	24,42	27,08	23,09		24,86	2,340
		59,68		1	24,39	27,07	23,06		24,84	2,363
		59,68		2	24,38	27,06	23,05		24,83	2,373
		59,68		4	24,39	27,06	23,04		24,83	2,373
		59,68		8	24,14	26,93	22,77		24,61	2,590
		59,68		15	24,09	26,93	22,72		24,58	2,623
				30						
4°	40	79,58		0	23,42	26,54	21,83		23,93	3,273
		79,58		1	23,25	26,46	21,64		23,78	3,420
		79,58		2	23,22	26,45	21,61		23,76	3,443
		79,58		4	23,13	26,40	21,50		23,68	3,527
		79,58		8	23,11	26,38	21,48		23,66	3,547
				15						
				30						
5°	50	99,47		0	22,15	25,81	20,33		22,76	4,440
		99,47		1	22,06	25,79	20,19		22,68	4,523
		99,47		2	21,93	25,59	20,04		22,52	4,683
		99,47		4	21,85	25,64	19,94		22,48	4,727
		99,47		8	21,82	25,61	19,61		22,35	4,857
				15						
				30						

6°	60	119,37		0	20,70	24,92	18,58		21,40	5,803
		119,37		1	20,66	24,90	18,53		21,36	5,840
		119,37		2	20,52	24,80	18,36		21,23	5,977
		119,37		4	20,43	24,74	18,24		21,14	6,067
		119,37		8	20,28	24,65	18,05		20,99	6,210
		119,37		15	20,23	24,56	18,00		20,93	6,273
				30						
7°	70	139,26		0	18,45	23,80	16,51		19,59	7,617
		139,26		1	18,64	23,59	16,15		19,46	7,743
		139,26		2	18,50	23,51	16,20		19,40	7,800
		139,26		4	18,40	23,42	15,89		19,24	7,967
		139,26		8	18,34	23,42	15,82		19,19	8,010
				15						
				30						
8°	80	159,15		0	17,15	22,66	14,45		18,09	9,117
		159,15		1	16,82	22,43	14,90		18,05	9,153
		159,15		2	16,61	22,33	13,72		17,55	9,650
		159,15		4	16,38	22,23	13,47		17,36	9,843
		159,15		8	16,26	22,16	13,34		17,25	9,950
		159,15		15	16,15	22,11	13,20		17,15	10,050
				30						
9°	90	179,05		0	14,95	21,16	11,75		15,95	11,250
		179,05		1	14,44	21,12	11,10		15,55	11,650
		179,05		2	14,26	21,02	10,85		15,38	11,827
		179,05		4	13,96	20,80	10,50		15,09	12,117
		179,05		8	13,74	20,68	10,22		14,88	12,323
		179,05		15	13,70	20,66	10,18		14,85	12,357
				30						
10°	100	198,94		0	12,95	20,18	9,25		14,13	13,077
		198,94		1	12,30	19,82	8,39		13,50	13,700
		198,94		2	11,86	19,60	7,86		13,11	14,097
		198,94		4	11,54	19,43	7,36		12,78	14,427
		198,94		8	11,32	19,31	7,07		12,57	14,637
		198,94		15	11,30	19,29	7,05		12,55	14,657
				30						

DESCARREGAMENTO										
EST.	CARGA (kN)	PRESSÃO (kN/m ²)	HORA	INT. Δt	LEITURA (mm)					Recalque mm
					1	2	3	4	MÉDIA	
1°	80	159,15		0	11,30	19,24	7,05		12,53	14,673
		159,15		1	11,30	19,24	7,05		12,53	14,673
		159,15		2	11,30	19,29	7,05		12,55	14,657
				4						
				8						
				15						
				30						
2°	60	119,37		0	11,38	19,35	7,07		12,60	14,603
		119,37		1	11,38	19,34	7,07		12,60	14,607
		119,37		2	11,38	19,34	7,07		12,60	14,607
		119,37		4	11,38	19,34	7,07		12,60	14,607
				8						
				15						
				30						
3°	40	79,58		0	11,55	19,50	7,40		12,82	14,387
		79,58		1	11,55	19,50	7,40		12,82	14,387
		79,58		2	11,53	19,50	7,40		12,81	14,395
		79,58		4	11,53	19,50	7,40		12,81	14,395
				8						
				15						
				30						
4°	20	39,79		0	11,76	19,81	7,67		13,08	14,123
		39,79		1	11,76	19,81	7,67		13,08	14,123
		39,79		2	11,76	19,81	7,67		13,08	14,123
		39,79		4	11,76	19,81	7,67		13,08	14,123
				8						
				15						
				30						
5°	0	0,00		0	12,75	20,40	9,04		14,06	13,140
		0,00		1	12,81	20,45	9,05		14,10	13,100
		0,00		2	12,85	20,47	9,05		14,12	13,080
		0,00		4	12,86	20,50	9,05		14,14	13,067
		0,00		8	12,98	20,52	9,27		14,26	12,947
		0,00		15	13,00	20,54	9,27		14,27	12,933
		0,00		30	13,20	20,75	9,58		14,51	12,693

PROVA DE CARGA À COMPRESSÃO EM PLACA

LOCAL: CAMPO EXPERIMENTAL DEC/UFS
REF.: PESQUISA TESE
ENSAIO: COMPRESSÃO EM PLACA_02
DIÂMETRO DA PLACA(m): 0,8

DATA: 15/12/06
OPERADOR: Washington
PLACA No: 01
ÁREA DA PLACA (m²): 0,503

CARREGAMENTO										
EST.	CARGA (kN)	PRESSÃO (kN/m ²)	HORA	INT. Δt	LEITURA (mm)					Recalque mm
					1	2	3	4	MÉDIA	
0	0	0		0	27,73	25,61	25,76		26,37	0,000
1°	10	19,89		0	27,51	25,47	25,58		26,19	0,180
		19,89		1	27,50	25,46	25,57		26,18	0,190
		19,89		2	27,50	25,46	25,55		26,17	0,197
		19,89		4	27,50	25,46	25,55		26,17	0,197
		19,89		8						
				15						
				30						
2°	20	39,79		0	27,15	24,98	25,21		25,78	0,587
		39,79		1	27,14	24,85	25,21		25,73	0,633
		39,79		2	27,13	24,85	25,19		25,72	0,643
		39,79		4	27,13	24,85	25,19		25,72	0,643
		39,79		8						
				15						
				30						
3°	30	59,68		0	26,67	24,34	24,70		25,24	1,130
		59,68		1	26,64	24,32	24,68		25,21	1,153
		59,68		2	26,64	24,30	24,68		25,21	1,160
		59,68		4	26,63	24,28	24,66		25,19	1,177
		59,68		8						
				15						
				30						
4°	35	69,63		0	25,27	23,65	24,28		24,40	1,967
		69,63		1	25,25	23,62	24,28		24,38	1,983
		69,63		2	25,25	23,61	24,27		24,38	1,990
		69,63		4	25,19	23,56	24,20		24,32	2,050
		69,63		8	25,15	23,51	24,19		24,28	2,083
				15						
				30						
5°	40	79,58		0	25,02	23,44	24,10		24,19	2,180
		79,58		1	25,01	23,42	24,08		24,17	2,197
		79,58		2	24,98	23,40	24,05		24,14	2,223
		79,58		4	24,93	23,33	24,01		24,09	2,277
		79,58		8	24,71	23,17	23,82		23,90	2,467
				15						
				30						

6°	50	99,47		0	25,22	22,42	23,37		23,67	2,697
		99,47		1	25,15	22,33	23,31		23,60	2,770
		99,47		2	25,10	22,30	23,26		23,55	2,813
		99,47		4	25,03	22,22	23,18		23,48	2,890
		99,47		8	24,90	21,98	23,07		23,32	3,050
		99,47		15						
				30						

DESCARREGAMENTO										
EST.	CARGA (kN)	PRESSÃO (kN/m ²)	HORA	INT. Δ t	LEITURA (mm)					Recalque mm
					1	2	3	4	MÉDIA	
1°	40	79,58		0	24,70	21,70	22,86		23,09	3,280
		79,58		1	24,70	21,70	22,86		23,09	3,280
		79,58		2	24,70	21,70	22,86		23,09	3,280
				4						
				8						
				15						
				30						
2°	30	59,68		0	24,80	21,83	23,01		23,21	3,153
		59,68		1	24,81	21,83	23,01		23,22	3,150
		59,68		2	24,82	21,83	23,01		23,22	3,147
		59,68		4						
				8						
				15						
				30						
3°	20	39,79		0	24,97	22,06	23,23		23,42	2,947
		39,79		1	24,98	22,06	23,23		23,42	2,943
		39,79		2	24,98	22,06	23,23		23,42	2,943
		39,79		4						
				8						
				15						
				30						
4°	10	19,89		0	25,25	22,33	23,46		23,68	2,687
		19,89		1	25,25	22,33	23,46		23,68	2,687
		19,89		2	25,25	22,33	23,46		23,68	2,687
		19,89		4						
				8						
				15						
				30						
5°	0	0,00		0	25,92	23,00	24,07		24,33	2,037
		0,00		1	25,96	23,04	24,08		24,36	2,007
		0,00		2	26,16	23,10	24,27		24,51	1,857
		0,00		4	26,18	23,12	24,30		24,53	1,833
		0,00		8	26,20	23,12	24,30		24,54	1,827
		0,00		15						
		0,00		30						

ANEXO B

Penetrômetro Estático Manual

Consta o certificado de calibração do anel dinamométrico do penetrômetro estático manual.



APARELHOS PARA MECÂNICA DO SOLO LTDA

Certificado de Calibração de Anel Dinamométrico

Nº7251-06

Página 01 de 02

1 - CLIENTE:

 Empresa: *Assoc. Tec. Ernesto Luiz Oliveira Jr.*
2 - ITEM A SER CALIBRADO:

 Item Calibrado: *Anel Dinamométrico " C "*

 Fabricante: *Solotest Aparelhos para Mecânica do Solo Ltda*

 Tipo: *Com relógio comparador analógico*

 Capacidade nominal: *100 kgf*

 Temperatura: *20°C*

 Técnico Operador: *Ricardo Landim*

 Data: *02/06/2006*

 Série: *Nº 3500*

 Referência: *1.011.010*

 Umidade: *70%*
3 - RELÓGIO COMPARADOR:

 Marca do relógio comparador: *Digimess*

 Tipo do relógio comparador: *0 - 10 mm subdivisão de 0,01 mm*

 Nº de série: *524402*

 Procedimento interno: *PR.05.6.030*
4 - PADRÃO UTILIZADO:

Tipo	Capacidade	Número	Certificado	Laborat.	Validade
<i>Célula de Carga</i>	<i>100 kgf</i>	<i>0014</i>	<i>1153/05</i>	<i>CERTI</i>	<i>15/03/07</i>

5 - RESULTADOS OBTIDOS:

Carga Aplicada em (N)	Carga Aplicada em (kgf)	L1	L2	L3	L - Média	Div/kgf	Erro de repetibilidade (%)	Incerteza (±) kgf
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
98,00	10,00	22,50	22,50	22,50	22,50	2,25	0,00	0,12
196,00	20,00	45,00	45,00	45,00	45,00	2,25	0,00	0,12
294,00	30,00	67,50	67,50	67,50	67,50	2,25	0,00	0,38
392,00	40,00	90,00	90,50	90,00	90,17	2,25	0,55	0,73
490,00	50,00	113,00	113,50	113,50	113,33	2,27	0,44	0,84
588,00	60,00	137,00	136,00	136,50	136,50	2,28	0,73	1,25
686,00	70,00	159,50	159,00	159,00	159,17	2,27	0,31	0,86
784,00	80,00	182,50	182,00	182,00	182,17	2,28	0,27	0,73
882,00	90,00	206,00	206,00	206,00	206,00	2,29	0,00	0,12
980,00	100,00	230,00	230,00	230,00	230,00	2,30	0,00	0,12

 NOTAS: - *Relógio posicionado em 0,00 mm para início de operação.*

 - *Norma de referência: NBR 6674.*

 - *L = Leitura no relógio comparador.*

 - *Constante média do anel:*
43,92 kgf/mm

- Foram executados três medições em cada um dos dez pontos da escala. - Os resultados deste certificado são válidos exclusivamente para o instrumento calibrado descrito, nas condições especificadas, não sendo extensivo a quaisquer outros, mesmo que similares. - A sua reprodução total ou parcial dependerá de prévia autorização formal da Solotest. - A incerteza de medição declarada refere-se a um nível de confiança de aproximadamente 95%, de acordo com ISO TAG 4 de 1995.

 Ricardo Landim
Técnico Mecânico

 Luiz Baretta
Diretor

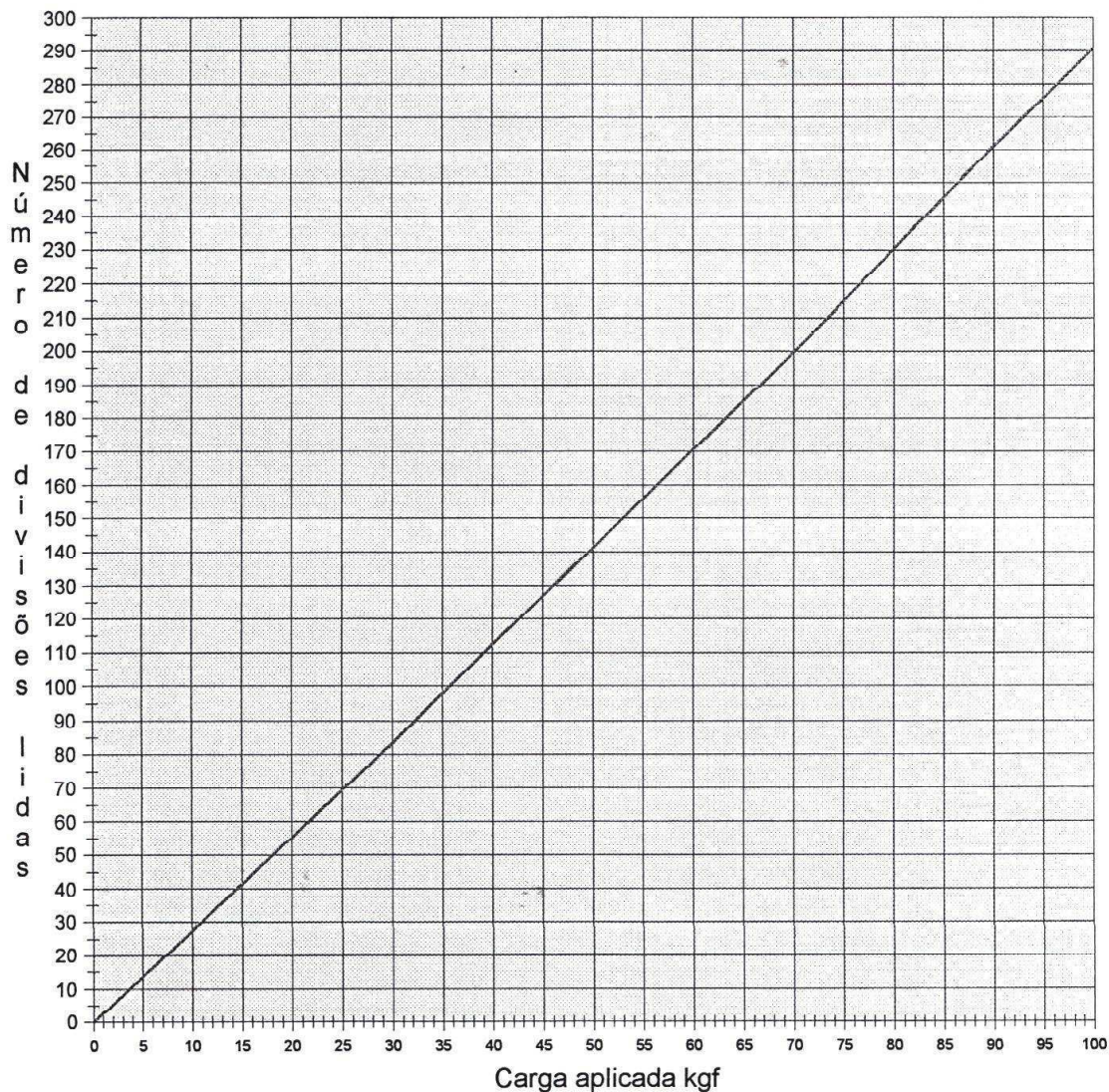


APARELHOS PARA MECÂNICA DO SOLO LTDA

Continuação do Certificado de Anel Dinamométrico

Nº7251-06

Página 02 de 02



Reta Média:			
$X = (y - a) / b$	ou	$X = \text{Carga Aplicada (kgf)}$	$a = -1,367$
$y = a + b \cdot x$		$Y = \text{Leitura (div)}$	$b = 2,302$

M *ZL*