

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

ÁREA GEOTÉCNICA

**ESTUDO DA VIABILIDADE DO USO DO CONE DE PENETRAÇÃO
DINÂMICA E DO *LIGHT WEIGHT DEFLECTOMETER* EM PROJETOS DE
FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS**

Stephanny Conceição Farias do Egito Costa

Dissertação submetida ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental da Universidade Federal de Campina Grande, como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil e Ambiental

Campina Grande – Paraíba

Junho de 2015

**ESTUDO DA VIABILIDADE DO USO DO CONE DE PENETRAÇÃO DINÂMICA E DO
LIGHT WEIGHT DEFLECTOMETER EM PROJETOS DE FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS**

Stephanny Conceição Farias do Egito Costa

DISSERTAÇÃO SUBMETIDA AO PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL DA UNIVERSIDADE FEDERAL DE CAMPINA GRANDE, COMO PARTE DOS REQUISITOS PARA OBTENÇÃO DO TÍTULO DE MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL.

Área de Concentração – Geotécnica

Prof. Dr. Adriano Elísio de Figueiredo Lopes Lucena

Orientador

Campina Grande – Paraíba

Junho de 2015

FOLHA DE APROVAÇÃO

Autora: Stephanny Conceição Farias do Egito Costa

Título: ESTUDO DA VIABILIDADE DO USO DO CONE DE PENETRAÇÃO DINÂMICA E DO *LIGHT WEIGHT DEFLECTOMETER* EM PROJETOS DE FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS

Dissertação defendida e aprovada em: ____/____/____

Pela Banca Examinadora

(Assinatura): _____

Prof. D.Sc. (Orientador) Adriano Elísio de Figueiredo Lopes Lucena

Universidade Federal de Campina Grande – UFCG

(Assinatura): _____

Profa. D.Sc. (Examinadora Interna) Veruschka Escarião Dessoles Monteiro

Universidade Federal de Campina Grande – UFCG

(Assinatura): _____

Prof. D.Sc. (Examinador Externo) Erinaldo Hilário Cavalcante

Universidade Federal do Sergipe – UFS

A Deus, que sempre guiou meus passos e iluminou meu caminho,
fazendo-me trilhar a estrada da vida da forma mais
proveitosa que eu poderia imaginar.

AGRADECIMENTOS

A Deus, que em todos os momentos de minha vida, levou-me em seus braços e nunca me desamparou.

A minha mãe, Lourdes Egito, que sempre me impulsionou para o crescimento pessoal e profissional, nunca permitindo que eu desistisse de nada que iniciiei.

Ao meu esposo, Inaldo Junior, por suportar, de forma paciente, meus momentos de angustia e medo, além de sua valorosa contribuição quanto à organização deste trabalho.

Ao meu orientador, Adriano Lucena, pela dedicação quanto ao desenvolvimento desta pesquisa.

À Lêda Lucena, que junto ao meu orientador, sempre ouvia meus planos, me aconselhava e acreditava em minha capacidade.

À Talita Miranda, que foi um presente em minha vida, por ser tão organizada, responsável e sempre estar disposta a ajudar-me com o que fosse preciso para conclusão deste trabalho.

À Albaniza Maria e José Manoel pela amizade, companheirismo e por todas horas que passamos ao telefone expondo nossas angústias, ou simplesmente resolvendo algum exercício.

Ao Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil e Ambiental, por me permitir crescer profissionalmente.

À ATECEL (Associação Técnico Científica Ernesto Luiz de Oliveira Júnior) e seus colaboradores, por permitir o acompanhamento das sondagens que compõe esta pesquisa.

Ao CNPq pela bolsa concedida para o desenvolvimento deste trabalho.

A todos que contribuíram direta ou indiretamente para a realização deste, meus mais sinceros agradecimentos.

Muito obrigada!

“A fé na vitória tem que ser inabalável”

O Rappa

RESUMO

O Standard Penetration Test (SPT), é utilizado mundialmente para obter informações sobre a resistência à penetração dinâmica do solo (N). Correlações, permitem calcular, através deste índice, parâmetros do solo como a compacidade relativa, o ângulo de atrito, o módulo de elasticidade e a capacidade de carga das fundações. O Cone de Penetração Dinâmica (CPD) e o Light Weight Deflectometer (LWD) são equipamentos destinados a avaliar parâmetros das camadas de infraestrutura de pavimentos, como a capacidade de suporte de solos e a deformabilidade e compactação, respectivamente. O objetivo deste trabalho é verificar a viabilidade do uso do CPD e LWD para projetos de fundações superficiais, através de correlações com os parâmetros obtidos no ensaio do SPT. Observou-se que existem boas correlações entre o SPT e o CPD e entre o SPT e o LWD para solos do tipo SM. Além da viabilidade técnica do uso do CPD e LWD em alternativa ao SPT para solos granulares viu-se que eles também são viáveis economicamente, uma vez que o custo de operação e aquisição dos equipamentos são menores.

Palavras Chave: SPT, CPD, LWD, correlações, viabilidade.

ABSTRACT

The Standard Penetration Test (SPT) is used worldwide for information on the resistance to dynamic penetration of the soil (N). Correlations, allow to calculate, using this index, soil parameters such as the relative compactness, friction angle, elastic modulus and the load capacity of the foundations. The Dinamic Cone Penetration (CPD) and Light Weight Deflectometer (LWD) are devices designed to assess parameters the floor infrastructure tiers, such as soil bearing capacity and deformability and compressibility, respectively. The objective of this study is to verify the feasibility of using the CPD and LWD for projects shallow foundations through correlations with the parameters obtained in the SPT assay. It was observed that there is a good correlation between the SPT and the CPD and between SPT and LWD for SM type soils. Besides the technical feasibility of the use of CPD and LWD as an alternative to SPT for granular soils seen that they are also economically viable, since the acquisition and operating costs of the equipment are lower.

Keywords: SPT, CPD, LWD, correlations, viable.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Esquema de posicionamento relativo de fundações superficiais e profundas	22
Figura 2: Gráfico para determinação dos fatores de capacidade de carga da Teoria de Terzaghi	25
Figura 3: Poço de inspeção	27
Figura 4: Trincheira de inspeção.....	28
Figura 5: (a) Trado de lâminas convexas, (b) Trado de lâminas espiraladas.....	28
Figura 6: Equipamento de ensaio SPT	30
Figura 7: Amostras de solo coletadas durante o ensaio SPT	30
Figura 8: Esquema de sonda rotativa	35
Figura 9: Testemunhos da sondagem rotativa.....	35
Figura 10: Equipamento CPT em funcionamento	37
Figura 11: Esboço esquemático do Cone de Penetração Dinâmica	38
Figura 12: Exemplo de gráfico CPD de materiais com maior capacidade de suporte	39
Figura 13: Correlação índice CPD x N.....	40
Figura 14: Variação do índice de penetração em função do índice pluviométrico	41
Figura 15: Pressiômetro de Ménard.....	42
Figura 16: Light Weight Deflectometer (LWD)	44
Figura 17: Fluxograma da sequência de atividades realizadas	47
Figura 18: Mapa com a localização das sondagens realizadas durante a pesquisa.....	48
Figura 19: Localização da realização dos ensaios CPD e LWD em relação do SPT.....	49
Figura 20: Cone de Penetração Dinâmica utilizado na pesquisa.....	50
Figura 21: Posicionamento do CPD para execução do ensaio	51
Figura 22: Partes constituintes do LWD.....	52
Figura 23: Curva granulométrica das amostras de solo da Campanha 01	56
Figura 24: Curva granulométrica das amostras de solo da Campanha 02	57

Figura 25: Curva granulométrica das amostras de solo da Campanha 03	57
Figura 26: Curva granulométrica das amostras de solo da Campanha 04	58
Figura 27: Curva granulométrica das amostras de solo da Campanha 05	58
Figura 28: Curva granulométrica das amostras de solo da Campanha 06	59
Figura 29: Curva granulométrica das amostras de solo da Campanha 07	59
Figura 30: Curva granulométrica das amostras de solo da Campanha 08	60
Figura 31: Perfil de solo com base nos relatórios de sondagem SPT para a Campanha 01	63
Figura 32: Perfil de solo com base nos relatórios de sondagem SPT para a Campanha 02	65
Figura 33: Perfil de solo com base nos relatórios de sondagem SPT para a Campanha 03	66
Figura 34: Perfil de solo com base nos relatórios de sondagem SPT para a Campanha 04	68
Figura 35: Perfil de solo com base nos relatórios de sondagem SPT para a Campanha 05	69
Figura 36: Perfil de solo com base nos relatórios de sondagem SPT para a Campanha 06	71
Figura 37: Perfil de solo com base nos relatórios de sondagem SPT para a Campanha 07	72
Figura 38: Perfil de solo com base nos relatórios de sondagem SPT para a Campanha 08	74
Figura 39: Modelo estatístico com linha de tendência linear para todos os dados coletados	76
Figura 40: Modelo estatístico com linha de tendência linear para solos SM.....	76
Figura 41: Modelo estatístico com linha de tendência linear para solos A-2-4	77
Figura 42: Correlação de $N_{LWD} \times N_{SPT}$ com dados obtidos pela equação de Décourt (1995)	78
Figura 43: Correlação de $N_{LWD} \times N_{SPT}$ para solos SM, com dados obtidos pela equação de Teixeira & Godoy (1996).....	80
Figura 44: Profundidade x Número de Golpes CPD - Campanha 01.....	125
Figura 45: Profundidade x Número de Golpes CPD - Campanha 02.....	125
Figura 46: Profundidade x Número de Golpes CPD - Campanha 03.....	126
Figura 47: Profundidade x Número de Golpes CPD - Campanha 04.....	126
Figura 48: Profundidade x Número de Golpes CPD - Campanha 05.....	127
Figura 49: Profundidade x Número de Golpes CPD - Campanha 06.....	127

Figura 50: Profundidade x Número de Golpes CPD - Campanha 07.....128

Figura 51: Profundidade x Número de Golpes CPD - Campanha 08.....128

LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Relação entre tensão admissível e número de golpes (SPT)	26
Tabela 2: Parâmetros da equação de Teixeira & Godoy	34
Tabela 3: Resultados dos Limites de Atterberg e da Massa Específica dos Grãos	55
Tabela 4: Classificação das amostras	61
Tabela 5: Resultados SPT e CPD da Campanha 01	64
Tabela 6: Resultados SPT e CPD da Campanha 02	65
Tabela 7: Resultados SPT e CPD da Campanha 03	67
Tabela 8: Resultados SPT e CPD da Campanha 04	68
Tabela 9: Resultados SPT e CPD da Campanha 05	70
Tabela 10: Resultados SPT e CPD da Campanha 06	71
Tabela 11: Resultados SPT e CPD da Campanha 07	73
Tabela 12: Resultados SPT e CPD da Campanha 08	74
Tabela 13: Cálculo de N através dos resultados LWD pela equação de Décourt (1995).....	78
Tabela 14: Cálculo de N através dos resultados LWD pela equação de Teixeira & Godoy (1996)	79
Tabela 15: Custos de aquisição e execução dos ensaios SPT, CPD e LWD	81

LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS E SÍMBOLOS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas
ATECEL – Associação Técnico Científica Ernesto Luiz de Oliveira Júnior
B – Largura da peça de fundação
C – Coesão do solo
CC – Coeficiente de Curvatura
CETESB – Companhia Ambiental do Estado de São Paulo
CNU – Coeficiente de Não Uniformidade
CPD – Cone de Penetração Dinâmica
CPT – Cone Penetration Test
 D_{fLWD} – deformabilidade obtida no ensaio LWD;
E – Módulo de Elasticidade
 f_s – atrito lateral do CPT
FWD – Falling Weight Deflectometer
 G_0 – Módulo de cisalhamento máximo
HRB – Highway Research Board
I – Compacidade relativa das areias
LEP – Laboratório de Engenharia de Pavimentos
LL – Limite de Liquidez
LP – Limite de Plasticidade
LWD – Light Weight Deflectometer
MPa – MegaPascal
 m_v – Coeficiente de compressibilidade volumétrica
 N_γ – Fator de capacidade de carga em função do ângulo de atrito
 N_{60} – Índice de resistência à penetração do solo com eficiência de 60%
 N_{72} – Índice de resistência à penetração do solo com eficiência de 72%
NBR – Norma Brasileira
 N_c – Fator de capacidade de carga referente a coesão
NL – Não líquido
NP – Não plástico
 N_q – Fator de capacidade de carga referente ao peso do solo e a carga
N – Índice de resistência a penetração

q_r – Capacidade de carga do solo
 q_c – Resistência de ponta cônica do CPT
 R^2 - Coeficiente de determinação
 R_{adm} – Recalque admissível
SC – Areia argilosa
SM – Areia siltosa
SP – Areia mal graduada
SP-SM – Areia siltosa mal graduada
SPT – Standard Penetration Test
SUCS – Sistema Unificado de Classificação dos Solos
SW-SM – Areia siltosa bem graduada
 σ_{adm} – Tensão admissível
 γ - Peso específico aparente do solo

SUMÁRIO

CAPÍTULO 1	18
1.0 INTRODUÇÃO.....	18
1.1 Objetivos.....	19
1.1.1 Objetivo Geral.....	19
1.1.2 Objetivos Específicos	19
1.2 Organização do trabalho	20
CAPÍTULO 2	21
2.0 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA.....	21
2.1 Fundações	21
2.2 Capacidade de Carga dos Solos e Tensão admissível	23
2.3 Investigações Geotécnicas	27
2.3.1 Ensaios de Campo Destrutivos.....	27
2.3.1.1 Poços e trincheiras de inspeção	27
2.3.1.2 Sondagem a trado.....	28
2.3.1.3 Standart Penetration Test (SPT)	29
2.3.1.4 Correlações entre o N e demais parâmetros do solo	33
2.3.1.5 Sondagem Rotativa	34
2.3.1.6 Cone Penetration Test (CPT).....	36
2.3.1.7 Cone de Penetração Dinâmica (CPD)	37
2.3.1.8 Ensaio Pressiométrico	41
2.3.2 Ensaios de Campo Não Destrutivos.....	42
2.3.2.1 Métodos Geofísicos	42
2.3.2.2 Light Weight Deflectometer (LWD)	43
2.4 Considerações finais	46
CAPÍTULO 3	47
3.0 MATERIAIS E MÉTODOS	47

3.1 Ensaio <i>in situ</i>	49
3.1.1 Sondagens SPT	49
3.1.2 Ensaio CPD	50
3.1.3 Ensaio LWD	51
3.2 Ensaio de laboratório	52
CAPÍTULO 4	54
4.0 RESULTADOS E DISCUSSÃO	54
4.1 Caracterização física das amostras de solo	54
4.1.1 Limites de Atterberg e Massa Específica dos Grãos	54
4.1.2 Granulometria	56
4.1.3 Classificação dos solos	60
4.2 Resultados dos ensaios <i>in situ</i>	62
4.2.1 Campanha 01	63
4.2.2 Campanha 02	64
4.2.3 Campanha 03	66
4.2.4 Campanha 04	67
4.2.5 Campanha 05	69
4.2.6 Campanha 06	70
4.2.7 Campanha 07	72
4.2.8 Campanha 08	73
4.3 Correlações SPT e CPD	75
4.4 Correlações SPT e LWD	77
4.5 Viabilidade econômica do uso do CPD e LWD em alternativa ao SPT	80
CAPÍTULO 5	83
5.0 CONCLUSÕES	83
5.1 Sugestões para próximas pesquisas	84
REFERÊNCIAS	85

ANEXO I	91
ANEXO II	124

1.0 INTRODUÇÃO

O solo, por ser um material natural, heterogêneo e complexo merece grande atenção quando previsto o seu uso em obras de engenharia. Para tais, ele pode ser utilizado como material de construção ou como suporte para fundações. No caso de ser utilizado como suporte de fundações de obras civis, deve-se então proceder com investigações geotécnicas, a fim de identificar, classificar e conhecer as propriedades das diversas camadas do substrato antes da realização do projeto geotécnico. Tais investigações podem ser realizadas no próprio maciço que suportará as cargas, e são denominadas de ensaios “*in situ*”, estes podem ser feitos através de poços de trincheira, sondagem a trado, Standard Penetration Test (SPT), sondagem rotativa, Cone Penetration Test (CPT), etc. ou ainda através de métodos alternativos como o Cone de Penetração Dinâmica (CPD) e o Light Weight Deflectometer (LWD).

O SPT é regulamentado pela NBR 6484:2001 (Sondagem de simples reconhecimento com SPT – Método de ensaio) e gera como resultado o índice de resistência à penetração dinâmica do solo (N). É um ensaio mundialmente conhecido e utilizado, pois com ele é possível coletar amostras do solo a cada metro de profundidade, correlacionar o N com a tensão admissível do solo e, se for o caso, determinar a cota do nível de água. Apesar dos benefícios deste ensaio, autores como Hvorslev (1949) e Palacios (1977) mencionam que ele também é bastante criticado pela dispersão dos resultados, provenientes principalmente, da influência do operador, da diversidade dos equipamentos e dos procedimentos quanto à execução do ensaio como, por exemplo, a dificuldade de controle da altura de queda e do tamanho e peso do martelo além da dificuldade de acesso a alguns locais, devido sua robustez, e necessitar de no mínimo três pessoas para montagem, transporte e realização do ensaio.

O CPD é um equipamento simples e versátil, de fácil manuseio e transporte, utilizado para estudos sobre as propriedades mecânicas de solos que constituem camadas de subleito de rodovias. Por ter sido criado para uso em obras de pavimentação, não se pode chegar a grandes profundidades com este equipamento, em contrapartida é possível obter parâmetros da resistência do solo em estudo

a cada centímetro da prospecção. Várias pesquisas nos últimos anos mostram que é possível estabelecer correlações entre o índice de penetração do CPD com o valor de N e assim, utilizar este equipamento de forma alternativa a determinação da capacidade de carga dos solos e reconhecimento do perfil geotécnico, diminuindo os custos em relação ao que seria necessário para execução do ensaio a percussão.

O LWD foi desenvolvido na Alemanha e é um equipamento esbelto, de fácil transporte e baixo custo de operação, destinado a medir a deformabilidade e avaliar a compactação de camadas de subleito, sub-base e base de pavimentos. É um equipamento de ensaio dinâmico que não necessita de nenhuma medida de referência sendo adequado para uso em solos que possuam partículas com até 63 mm de diâmetro. O ensaio pode ser realizado por apenas uma pessoa e o valor do Módulo de Elasticidade é obtido de forma imediata.

Como o SPT tem ampla utilização mundial, existem inúmeros estudos que relacionam o índice N com outros parâmetros, a exemplo do Módulo de Elasticidade e a resistência de ponta do ensaio de penetração dinâmica (CPD). Várias correlações já foram divulgadas por pesquisadores, mas é visto que estas ainda necessitam ser aperfeiçoadas e mais difundidas, ou ainda validadas para o caso de utilização de novos equipamentos desenvolvidos. O estudo destas correlações é importante para a engenharia de fundações, pois assim, permite-se usar equipamentos simples e com baixo custo de aplicação para a obtenção de dados geotécnicos em obras executadas sobre fundações rasas.

1.1 Objetivos

1.1.1 Objetivo Geral

Verificar a viabilidade do uso do Cone de Penetração Dinâmica e do Light Weight Deflectometer, para projetos de fundações superficiais, em comparação ao Standard Penetration Test.

1.1.2 Objetivos Específicos

- Realizar campanhas de ensaios *in situ* (SPT, CPD e LWD) com coleta de amostras de solo para caracterização física em laboratório.
- Obter correlações entre os valores de resistências obtidas com o CPD e com o SPT;
- Calcular o índice de resistência à penetração através de equações empíricas a partir dos valores obtidos com o LWD e correlacionar os resultados com o N obtido no ensaio SPT;

- Verificar a viabilidade técnica e econômica do uso do CPD e do LWD para dimensionamento de fundações superficiais;

1.2 Organização do trabalho

Esta dissertação é composta de cinco capítulos, a seguir uma breve descrição do assunto abordado em cada um deles.

Capítulo 1 – É composto de Introdução, Objetivos e Organização do Trabalho.

Capítulo 2 – Compreende a fundamentação teórica, onde são abordados os assuntos mais relevantes ao desenvolvimento deste trabalho tais como: os tipos de fundações, a capacidade de carga dos solos e os tipos de investigações geotécnicas.

Capítulo 3 – São descritos todos os materiais utilizados na pesquisa, bem como os procedimentos experimentais adotados para o desenvolvimento desta dissertação.

Capítulo 4 – São apresentados e analisados os resultados obtidos no programa experimental.

Capítulo 5 – Apresentam-se as conclusões que foram obtidas neste trabalho, além de sugestões para pesquisas futuras.

No final do trabalho estão inseridas as referências.

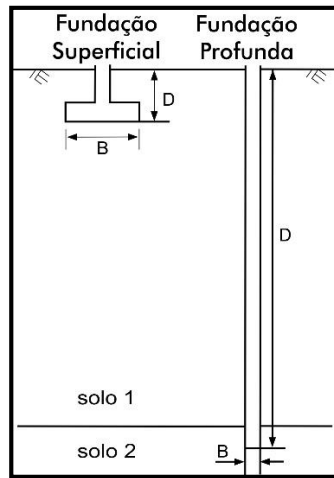
2.0 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

Neste capítulo são abordados temas importantes para o embasamento teórico deste trabalho. Inicia-se com a apresentação de conceitos relativos a fundações, a capacidade de carga dos solos e enfim, a abordagem de algumas das principais formas de investigações geotécnicas *in situ*.

2.1 Fundações

Fundação é o conjunto formado por um elemento estrutural e o solo responsável por absorver as solicitações advindas das construções. Esta é projetada levando em consideração a carga que recebe e as características geotécnicas dos solos que as suportarão (VARGAS, 2002). De acordo com a NBR 6122:2010 (Projeto e execução de fundações), existem dois tipos de fundações: profundas e superficiais. A primeira transmite as cargas ao terreno pela base, pela superfície lateral ou pela combinação das duas. Esse tipo de fundação tem cota de assentamento superior a duas vezes a sua menor dimensão e no mínimo de 3 metros. As fundações superficiais são aquelas que transmitem as cargas ao terreno apenas pelas tensões distribuídas sob a base do elemento, considerando apenas o apoio da peça sobre a camada do solo, sendo desprezada qualquer outra forma de transferência de cargas e estão assentes a uma profundidade inferior a duas vezes a menor dimensão da fundação. A Figura 1 ilustra o posicionamento dos dois tipos de fundações supracitados em relação a profundidade relativa das camadas.

Figura 1: Esquema de posicionamento relativo de fundações superficiais e profundas



Segundo Hachich et al. (1998), os elementos necessários para o desenvolvimento de um projeto de fundação são:

a) Topografia da área:

- Levantamento topográfico: representação - planimétrica ou altimétrica - em carta ou planta dos pontos notáveis assim como dos acidentes geográficos e outros pormenores de relevo de uma porção de terreno;
- Dados sobre taludes e encostas no terreno: saber se o talude ou encostas suportam as causas naturais e a ação de cargas adicionais caso haja alguma obra próximo ao local;
- Dados sobre erosões: estudar o processo de desagregação e remoção de partículas do solo ou fragmentos de rocha, pela ação combinada da gravidade com a água, vento, gelo ou organismos.

b) Dados geológicos / geotécnicos:

- Investigação do subsolo: realizar estudos de ocorrências existentes com poços, sondagens a trado, sondagens à percussão com SPT, sondagens rotativas, sondagens mistas, ensaio de cone, ensaio pressiométrico entre outros tipos de ensaios;
- Outros dados geológicos e geotécnicos: sondagens no local de interesse e ensaios laboratoriais e de campo.

c) Dados da estrutura a construir:

- Tipo e uso que terá a nova obra: tamanho e complexidade funcional do local, considerando seu entorno e tipo de vizinhança;

- Sistema estrutural: resistência dos materiais e da estrutura a ser utilizada para o uso em questão;
- Cargas: estudo de cargas diárias que devem ser suportadas pelas fundações.

d) Dados sobre construções vizinhas:

- Tipo de estrutura e fundações;
- Número de pavimentos, carga média por pavimento;
- Desempenho das fundações;
- Existência de construções no subsolo e
- Avaliar as possíveis consequências de escavações e vibrações provocadas pela nova obra.

De acordo com a NBR 6122:2010, as fundações superficiais incluem as sapatas, blocos, radier, sapatas associadas, vigas de fundação e sapatas corridas. Os blocos caracterizam-se por suportar pequenas cargas pois seu dimensionamento não inclui armaduras, pressupondo que apenas o concreto será responsável por resistir aos esforços de tração. As sapatas são executadas em concreto armado e podem possuir espessura constante ou variável, sendo sua base em planta, normalmente, quadrada, retangular ou trapezoidal. O radier é um elemento de fundação responsável por abranger todos os pilares da obra, ou ainda carregamentos distribuídos. A sapata associada é comum a vários pilares, cujos centros, em planta, não estejam situados no mesmo alinhamento. A sapata corrida fica sujeita a cargas distribuídas linearmente.

2.2 Capacidade de Carga dos Solos e Tensão admissível

Ao dimensionar fundações, é necessário que se calcule a tensão admissível do solo, e esta, é a razão entre a capacidade de carga do solo e um fator de segurança previamente determinado. É importante conhecer este valor, pois ele indica a tensão que quando aplicada a determinada camada de solo causa sua ruptura, pondo em risco a segurança e a estabilidade da estrutura suportada pela fundação. Segundo a NBR 6122:2010, a tensão admissível dos solos pode ser calculada por vários métodos, destacando-se as provas de carga sobre placas, os métodos teóricos de Terzaghi (1943), Meyerhof (1963), Vésic (1974), etc. baseados principalmente na resistência ao cisalhamento, compressibilidade dos solos, coesão e ângulo de atrito, métodos empíricos baseados na descrição das condições do terreno e na tabela de tensões básicas ou métodos semi-empíricos baseados em correlações que estimam as propriedades do material.

Segundo Constancio (2010), o solo deve ser capaz de suportar as cargas colocadas sobre ele, sem que haja ruptura e os recalques devem ser toleráveis para a estrutura. Deste modo, num projeto de fundações, é de extrema importância a correta quantificação dos esforços que o solo suporta e os recalques que ele apresentará. A ruptura dos solos, quando sujeitos a um carregamento vertical, ocorre por cisalhamento, onde há o deslizamento de uma parte do maciço sobre uma zona de apoio que permanece fixa.

O primeiro autor a apresentar fórmulas para o cálculo da capacidade de carga de fundações rasas e profundas foi Terzaghi (1925). Posteriormente Terzaghi (1943) deu ao problema um tratamento racional utilizando-se dos resultados obtidos por Prandtl (1921) nas investigações relativas à ruptura plástica dos metais por puncionamento. Terzaghi (1943) define dois modos de ruptura do maciço de solo: i) se o solo é compacto ou rijo tem-se a ruptura generalizada (brusca), onde existe uma tensão de ruptura bem definida, que quando atingida faz com que os recalques tornem-se incessantes; ii) em outro extremo, se o solo é fofo ou mole tem-se a ruptura localizada, onde os recalques continuam crescendo com o aumento das tensões, não evidenciando, então, uma ruptura nítida.

Com seu estudo, Terzaghi (1967) desenvolveu um método teórico para o cálculo da capacidade de carga para fundações superficiais em solos de diversas categorias, ou seja, solos com atrito e coesão (φ , c), solos não coesivos ($c = 0$), e solos puramente coesivos ($\varphi = 0$), e assim chegou à conclusão que ela é composta do somatório das parcelas referentes a coesão e ao atrito do solo em contato com o elemento de fundação e a sobrecarga do solo acima da cota de assentamento da fundação. A expressão está apresentada a seguir:

$$q = CN_c + \frac{1}{2} \gamma BN\gamma + qN_q \quad [01]$$

Onde:

q_r – capacidade de carga do solo;

N_c – fator de capacidade de carga que leva em conta a parcela referente a coesão;

N_γ – fator de capacidade de carga em função do ângulo de atrito;

N_q – fator de capacidade de carga que leva em conta a parcela referente ao peso do solo e a carga;

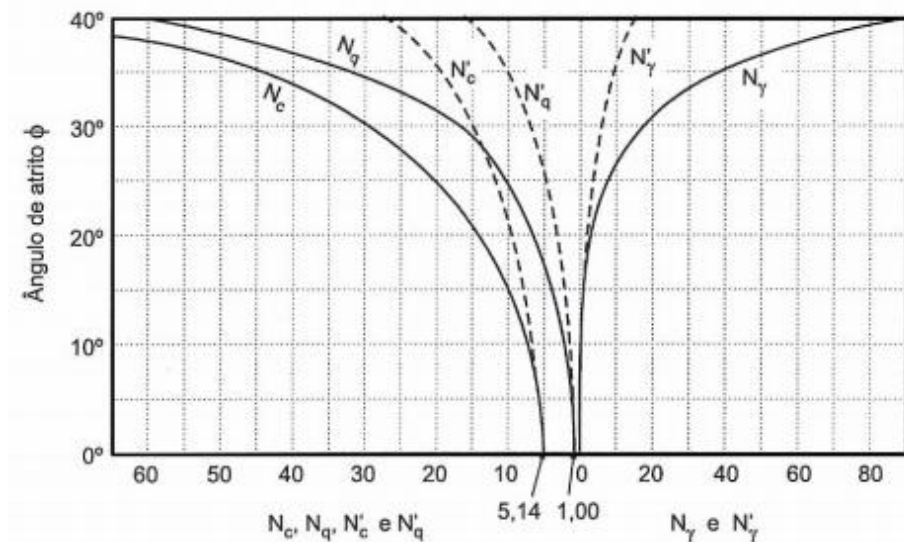
B – largura da peça de fundação;

γ - peso específico aparente do solo e

C – coesão do solo.

A Figura 2 apresenta a solução gráfica para determinação dos fatores de capacidade de carga em função do ângulo de atrito do solo.

Figura 2: Gráfico para determinação dos fatores de capacidade de carga da Teoria de Terzaghi



Fonte: Terzaghi e Peck (1967)

Além de métodos teóricos, como o mencionado acima, a capacidade de carga dos solos pode ser encontrada por métodos semi-empíricos. Segundo Souza (2010) as equações abaixo são muito utilizadas, na prática, para o cálculo da tensão admissível utilizando o resultados do Standard Penetration Test (SPT):

$$\sigma_{adm} = 0,02 \cdot N_{SPT} \quad (MPa) \quad [02]$$

$$\sigma_{adm} = N_{SPT}^{0,5} - 1 \quad (kgf/cm^2) \quad [03]$$

Onde,

σ_{adm} – tensão admissível;

N – índice de resistência a penetração do SPT.

O emprego dessas equações deve atender as condições abaixo:

- o valor de N deve estar no intervalo de $5 \leq N \leq 20$;
- não se deve utilizar fundações rasas quando o solo for mole ou fofo ($N_{SPT} \leq 5$);
- limitar a tensão admissível máxima a 0,4 MPa ou 4,0 kgf/cm²;

- não adotar fundações rasas no caso de solos porosos e/ou colapsíveis, cuja quebra de estruturas poderá levar a recalques consideráveis da fundação;
- o emprego das expressões acima pressupõe que abaixo da cota de apoio da fundação não ocorre solos de características inferiores as da camada de suporte;
- nos solos abaixo do nível de água, nas fundações superficiais, principalmente em areias, os valores obtidos pela relação das equações acima devem reduzir cinquenta por cento.

A Tabela 1 apresenta a relação entre a tensão admissível do solo, o número de golpes do SPT e a consistência ou compactidade dos materiais.

Tabela 1: Relação entre tensão admissível e número de golpes (SPT)

Tipo de solo	Consistência/Compactidade	SPT	Tensão admissível (kgf/cm ²)
Argila	Muito mole	< 2	< 0,25
	Mole	2 a 4	0,25 a 0,5
	Média	4 a 8	0,5 a 1,0
	Rija	8 a 15	1,0 a 2,0
	Muito rija	16 a 30	2,0 a 4,0
	Dura	> 30	> 4
Areia	Fofa	≤ 4	< 1
	Pouco compacta	5 a 10	1,0 a 2,0
	Medianamente compacta	11 a 30	2,0 a 4,0
	Compacta	31 a 50	4,0 a 6,0
	Muito compacta	> 50	> 6,0

Fonte: Joppert, 2007

Outra relação entre a tensão admissível e o N, foi proposta por Meyerhof (1965) e considera a dimensão da sapata e o recalque admissível.

$$\sigma_{adm} = \frac{N_{SPT} r_{adm}}{8} \quad \text{para } B \leq 4' \quad [04]$$

$$\sigma_{adm} = \frac{N_{SPT} r_{adm}}{12} \left(\frac{B+1}{B} \right)^2 \quad \text{para } B > 4' \quad [05]$$

Onde:

σ_{adm} – tensão admissível em kgf/cm²;

N - índice de resistência a penetração do SPT;

B – largura da fundação expressa em pés e

R_{adm} – recalque admissível em polegadas

2.3 Investigações Geotécnicas

Segundo Coutinho (2008), um efetivo e eficiente projeto geotécnico requer adequado conhecimento do subsolo da área. Um programa de investigação geotécnica objetiva determinar as condições geológicas, geotécnicas e hidráulicas do local onde será desenvolvido o projeto de engenharia e é função das características e extensão do projeto e dos riscos associados. Uma investigação insuficiente, interpretação inadequada dos resultados e falha em descrever as informações obtidas de forma clara e objetiva tem contribuído para diversos problemas de projeto e construção. Existem várias técnicas disponíveis para se atingir os objetivos de uma investigação de subsolo e nestas estão incluídos os ensaios de campo e de laboratório dos materiais.

2.3.1 Ensaios de Campo Destrutivos

2.3.1.1 Poços e trincheiras de inspeção

Os poços de inspeção, como mostrado na Figura 3, são escavações verticais que permitem o acesso ao interior do terreno para inspeção *in situ* do material; as trincheiras, conforme a Figura 4, possuem a mesma finalidade, mas são utilizadas quando há necessidade de investigar grandes extensões do terreno. Estes procedimentos podem ser realizados tanto em solos como em rochas, permitindo o exame detalhado dos horizontes perfurados, a retirada de amostras indeformadas de solo, a coleta de amostra de cascalhos, entre outras (SOUZA, 1998).

Figura 3: Poço de inspeção



Figura 4: Trincheira de inspeção

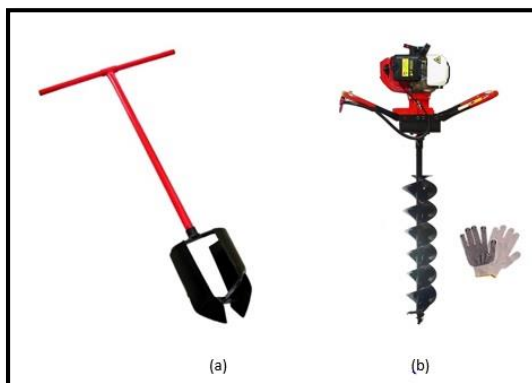


Os poços de inspeção em rochas são feitos com furos de martetele e explosivos ou, em alguns casos, com sonda rotativa de grande dimensão. O diâmetro dos poços varia de 1,0 a 3,0 m em média. Estes poços permitem o exame direto de feições geológicas ou geotécnicas (OLIVEIRA & BRITO, 1998).

2.3.1.2 Sondagem a trado

É um método de investigação de maciço terroso com perfuração manual de pequeno diâmetro que utiliza como equipamento o trado, ilustrado na Figura 5. O trado é um tipo de amostrador de solo que pode ser constituído por lâminas cortantes, que podem ser espiraladas ou convexas. O diâmetro usual do trado é de 7,6 cm, contudo, nos trechos iniciais das sondagens emprega-se o diâmetro de 10,2 cm.

Figura 5: (a) Trado de lâminas convexas, (b) Trado de lâminas espiraladas



A sondagem a trado geralmente penetra somente os horizontes de solo de baixa e média resistência e acima do nível d'água. Todavia, camadas argilosas plásticas situadas abaixo do nível d'água podem ser amostradas com trado do tipo espiral. Camadas de seixos ou blocos de rocha impedem o avanço deste tipo de sondagem (SOUZA, 1998).

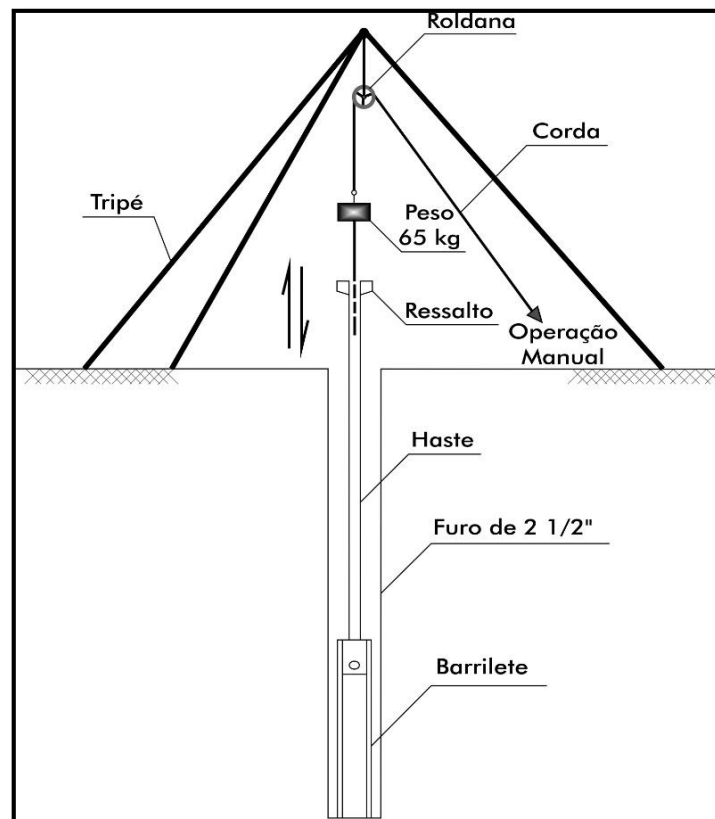
2.3.1.3 Standart Penetration Test (SPT)

Segundo Lukiantchuki (2012), o ensaio de simples reconhecimento do solo, universalmente conhecido como SPT, é uma das sondagens para investigação do subsolo mais utilizada tanto no Brasil como em muitos outros países. No âmbito da engenharia geotécnica, o amplo emprego deste ensaio deve-se a sua simplicidade, robustez e facilidade de aplicação dos seus resultados. Souza (2009) ainda cita a possibilidade de sua aplicação em quase todos os tipos de solos e em rochas brandas e a obtenção de amostras para a classificação do solo.

No Brasil, este ensaio é normatizado pela NBR 6484:2001 e a resistência a penetração dinâmica é caracterizada por um índice de resistência (N) que é obtido através da cravação de um amostrador padrão sob a ação da queda de um martelo, com massa de 65 kg, de uma altura de 0,75 m. O N corresponde ao número de golpes necessários para a cravação de 0,30 m do amostrado no solo, após a cravação inicial de 0,15 m. O diâmetro normal da perfuração é de aproximadamente 6,3 cm. A sondagem a percussão é limitada pela ocorrência de material resistente, como por exemplo uma camada rija de transição solo-rocha, matacões, seixos e cascalhos de grande diâmetro ou pela profundidade prevista em projeto.

A NBR 6484:200 especifica a aparelhagem, os processos de avanço da perfuração, ensaio penetrométrico e amostragem, além da observação do nível d'água e representação formal dos resultados. A norma permite a classificação das camadas de solos investigadas em função do valor "N" de resistência à penetração. Os objetivos esperados ao realizar uma sondagem do tipo SPT são: conhecer o tipo de solo atravessado (a partir da amostra obtida a cada metro perfurado), obter a resistência pelo solo à cravação do amostrador padrão e durante a perfuração, localizar a posição do nível d'água. O equipamento está esquematicamente mostrado na Figura 6.

Figura 6: Equipamento de ensaio SPT



Fonte: Schnaid, 2000

As amostras de solo (Figura 7), devem ser coletadas a cada metro de profundidade, a partir do primeiro metro de profundidade, ou quando houver mudança de material, para análise tátil-visual do material coletado. A perfuração nos solos coesivos (argilas) e acima do nível d'água é feita por meio de trados. Nas situações em que os solos são do tipo não coesivos (areias) ou estão abaixo do nível d'água, ou mesmo porque a perfuração ficou muito profunda, a escavação é feita através da circulação de água (QUARESMA et al., 1998).

Figura 7: Amostras de solo coletadas durante o ensaio SPT



Apesar do N ser muito utilizado em correlações para o cálculo da capacidade de suporte e recalque das fundações, segundo Hvorslev (1949), Palacios (1977), Melo Filho (2007), Lukiantchuki (2012), várias críticas tem sido feitas ao ensaio SPT, referentes a esta utilização de correlações empíricas, muitas das quais estão baseadas em observações práticas, sem nenhum fundamento científico. Críticas também estão relacionadas com a dispersão dos resultados, principalmente provenientes da dependência do operador e também da diversidade dos equipamentos e dos procedimentos em uso. Cavalcante e Bezerra (2005) citam que grande parte dos erros encontrados nos resultados possuem relação com o descumprimento de alguns procedimentos quanto à execução do ensaio como, por exemplo, a falta de controle da altura de queda e do tamanho e peso do martelo. Conseqüentemente, essas condições podem influenciar a determinação do índice N_{SPT} .

Melo Filho (2007) ressalta que o SPT é um ensaio, que apesar de simples e muito difundido mundialmente, ainda utiliza equipamentos pesados. Não pode ser aplicado em todo lugar, além de necessitar de um razoável número de pessoas para montagem, transporte, e realização do ensaio.

Assim como qualquer outro ensaio, o SPT está sujeito à influência de fatores diversos que possam comprometer a genuinidade dos resultados. Hvorslev (1949) reúne os fatores influenciadores em três classes básicas: aparelhagem, procedimento e condições do solo. Palacios (1977) detalha:

Fatores relacionados ao solo:

- resistência;
- compacidade relativa ou consistência;
- permeabilidade;
- grau de saturação;
- sensibilidade (argilas) e
- forma, distribuição e tamanho dos grãos (areias).

Fatores relacionados aos procedimentos:

- avanço, limpeza e estabilidade do furo;
- profundidade relativa do furo e do revestimento;
- intervalo de tempo entre a perfuração e a amostragem;
- espaçamento entre amostragens subsequentes e
- profundidade de penetração do amostrador.

Fatores ligados ao amostrador:

- razão da área projetada;
- rugosidade externa e interna;
- forma e estado da sapata cortante;
- alargamento externo e interno e
- área e forma das aberturas de alívio de pressão ou ventosas.

De acordo com a NBR 6484:2001, quando se alcança a cota de amostragem, através da circulação d'água, a limpeza do furo necessita de algum tempo para que todos os resíduos sólidos decorrentes do processo de escavação sejam extraídos. Quando o operador desconsidera essa necessidade ou quando a bomba de recalque não dispõe de capacidade para elevar todos os resíduos sólidos à superfície a partir de uma determinada profundidade, pode ocorrer obstrução dos orifícios e válvulas existentes na cabeça do amostrador, aumentando inevitavelmente a resistência à penetração. Por outro lado, a excessiva lavagem do furo pode ocasionar expressivas perturbações tanto na parede quanto no fundo da perfuração, fazendo que as tensões sejam aliviadas além do normal e, conseqüentemente reduzindo a resistência à penetração do amostrador.

A medida do torque no ensaio SPT foi introduzida por Ranzini (1988), com o objetivo de extrair informações adicionais do ensaio, sem grandes alterações nos procedimentos executivos. Este autor propôs estimar o atrito-adesão desenvolvido na interface solo-amostrador através da medida do torque necessário à rotação do amostrador padrão cravado no solo. O torque é aplicado no topo da composição de hastes através de um torquímetro (BELINCANTA, 2010). A sondagem SPT com medida de torque é denominada SPT-T.

O torque é medido ao final da medida do índice N_{SPT} , estando o amostrador ainda cravado no solo. Durante a rotação da composição de haste e do amostrador é registrado o valor de torque máximo e após a obtenção deste valor deve-se dar continuidade à rotação do amostrador por mais duas voltas completas registrando-se o valor do torque mínimo, também denominado de torque residual (LUKIANCHUKI, 2012). Peixoto (2001) destaca que a medida de torque tem a vantagem de não ser alterada pelas mesmas fontes de erro que afetam o SPT (número de golpes, altura de queda, atrito das hastes, mau estado de conservação do equipamento dentre outras).

2.3.1.4 Correlações entre o N e demais parâmetros do solo

Por ser um ensaio tão difundido, várias pesquisas destinam-se a encontrar correlações entre o N_{SPT} e outros parâmetros dos solos. Dentre estas pode-se citar:

- Stroud & Butler (1975)

$$m_v = 450 N_{60} \quad (\text{m}^2/\text{MN}) \quad [06]$$

Onde:

m_v = coeficiente de compressibilidade volumétrica;

N_{60} = índice de resistência à penetração do solo com eficiência de 60%.

- Skempton (1986)

$$\frac{N_{60}}{I^2} \approx 60 \quad (\text{para areias médias com valores de } I \text{ entre } 35\% \text{ e } 85\%) \quad [07]$$

Onde:

I = compacidade relativa das areias;

- Stroud (1988)

$$G_0 = 7,0 N_{72} \quad (\text{MN/m}^2) \quad [08]$$

Onde:

G_0 = módulo de cisalhamento máximo;

N_{72} = índice de resistência à penetração do solo com eficiência de 72%.

- Mitchell & Gardner (1975):

$$\text{Para areias: } E = 4,88.(N_{SPT} + 15) \quad [09]$$

$$\text{Para argilas: } E = 2,93.(N_{SPT} + 5) \quad [10]$$

Onde:

E = módulo de elasticidade (kgf/cm^2);

N = índice de resistência à penetração do solo.

- Schmetmann (1970)

$$\text{Para Siltes: } E = 4 N_{SPT} \quad [11]$$

Onde:

E = módulo de elasticidade (kgf/cm²);

N = índice de resistência à penetração do solo.

- Décourt (1995)

Para areias: $E = 3,5N$ [12]

Solos intermediários: $E = 3,0N$ [13]

Argilas saturadas: $E = 2,5N$ [14]

Onde:

E = módulo de elasticidade (kgf/cm²);

N = índice de resistência à penetração do solo.

- Teixeira & Godoy (1996):

$E = j \times w \times N_{SPT}$ [15]

Onde:

j e w são variáveis para cada tipo de solo de acordo com a Tabela 2.

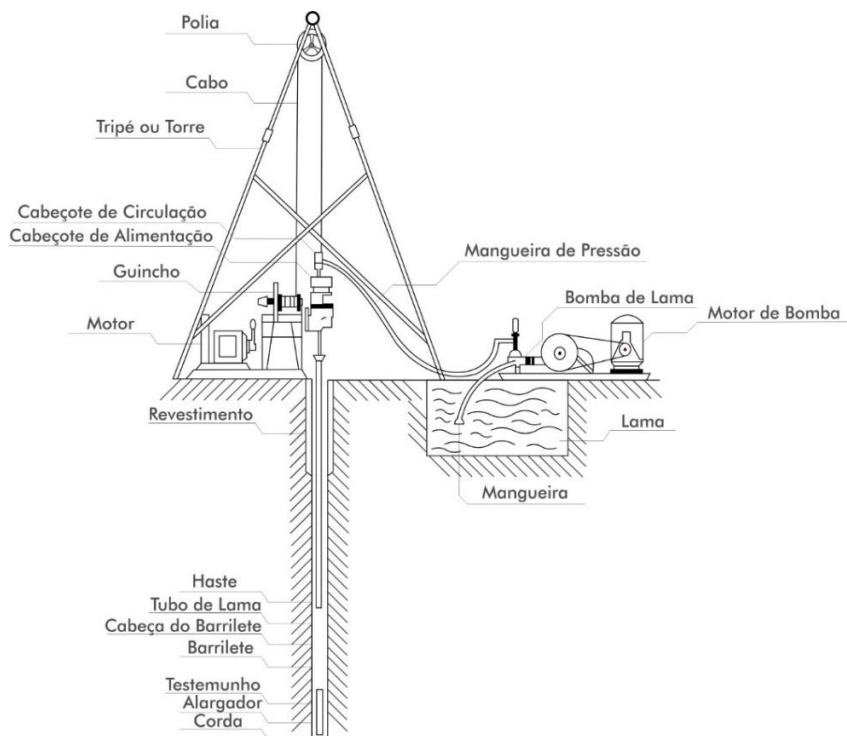
Tabela 2: Parâmetros da equação de Teixeira & Godoy

Solo	j	w(MN/m ²)
Areia pedregulhosa		1,10
Areia	3	0,90
Areia siltosa		0,70
Areia argilosa		0,55
Silte arenoso	5	0,45
Silte		0,35
Silte argiloso		0,25
Argila arenosa	7	0,30
Argila siltosa		0,20

2.3.1.5 Sondagem Rotativa

A execução da sondagem rotativa é de extrema importância em terrenos que apresentam extratos rochosos, pois é através da dela que é detectada a presença de falhas e fraturas que estes extratos apresentam e que devem ser tratadas para evitar a instabilidade de obras civis (MARINHO, 2007). A Figura 8 mostra um esquema do equipamento utilizado neste ensaio.

Figura 8: Esquema de sonda rotativa



A operação de sondagem rotativa faz-se por ciclos sucessivos de corte e retirada dos testemunhos do interior do barrilete, procedimento este denominado manobra. O avanço em cada manobra depende basicamente da qualidade do material que está sendo perfurado. Quando a rocha é de boa qualidade, o comprimento do testemunho obtido em cada manobra pode ser quase igual ao comprimento do barrilete (3 a 5 cm). Entretanto, quando ocorre perda ou destruição do material, em terrenos de difícil amostragem, o comprimento de cada manobra deve ser diminuído até o mínimo necessário. Conforme mostra a Figura 9, os testemunhos obtidos devem ser guardados em caixas de madeira ou de plástico com tampa, devem ser dispostos na sequência exata de sua posição no furo, da esquerda para direita e de cima para baixo (SOUZA, 1998).

Figura 9: Testemunhos da sondagem rotativa



Quando, no local da sondagem rotativa, existe uma cobertura de material terroso, acima do maciço rochoso, o procedimento rotativo tem início a partir da profundidade em que a resistência do material atinge 50 golpes para 30 cm no ensaio SPT. Neste caso a sondagem é denominada sondagem mista.

2.3.1.6 Cone Penetration Test (CPT)

Segundo Schnaid (2000), o ensaio de cone consiste na cravação no terreno de uma ponteira cônica (60 graus de ápice) a uma velocidade constante de 20mm/s. A seção transversal do cone é normalmente de 10 cm², podendo atingir 15cm² para equipamentos mais robustos, de maior capacidade de carga. Embora os procedimentos de ensaio já sejam padronizados, há diferenças entre equipamentos, que podem ser classificados em três categorias:

- cone mecânico, caracterizado pela medida na superfície, com a transferência mecânica pelas hastes, dos esforços necessários para cravar a resistência de ponta cônica (q_c) e o atrito lateral (f_s);
- cone elétrico, cujas células de carga instrumentadas eletricamente permitem a medida de q_c e f_s diretamente na ponteira;
- piezocone, que além das medidas elétricas de q_c e f_s , permite o contínuo monitoramento das pressões neutras “u” geradas durante o processo de cravação.

Como mostra a Figura 10, o equipamento de cravação consiste de uma estrutura de reação sobre a qual é montado um sistema de aplicação de cargas. Sistemas hidráulicos são normalmente utilizados para essa finalidade, sendo o pistão acionado por uma bomba hidráulica acoplada a um motor à combustão ou elétrico. Uma válvula reguladora de vazão possibilita o controle preciso da velocidade de cravação durante o ensaio. A penetração é obtida através da cravação contínua de hastes de comprimento de 1,0m, seguida da retração do pistão hidráulico para posicionamento de nova haste.

Figura 10: Equipamento CPT em funcionamento



Fonte: Damasco Penna Engenharia Geotécnica

Sistemas automáticos de aquisição de dados são usualmente empregados em ensaios de cone. Programas computacionais simples permitem o gerenciamento do processo de aquisição e armazenamento das medidas *in situ*, através da interação entre um conversor analógico/digital (datalogger) e um computador. É recomendável o uso de um gatilho automático que, posicionado entre a haste de cravação e o pistão hidráulico, fecha o circuito elétrico ao princípio da cravação e desencadeia o início das leituras. Assim, não há interferência do operador na aquisição de dados de ensaio (Schnaid, 2000).

As dificuldades inerentes à comparação de resultados obtidos com diferentes equipamentos levaram à padronização do ensaio, no Brasil as especificações são feitas pela ABNT - MB – 3406:1991. As principais vantagens do ensaio são o registro contínuo da resistência à penetração, fornecendo uma descrição detalhada da estratigrafia do subsolo, informação essencial à composição de custos de um projeto de fundações, e a eliminação de qualquer influência do operador nas medidas de ensaio.

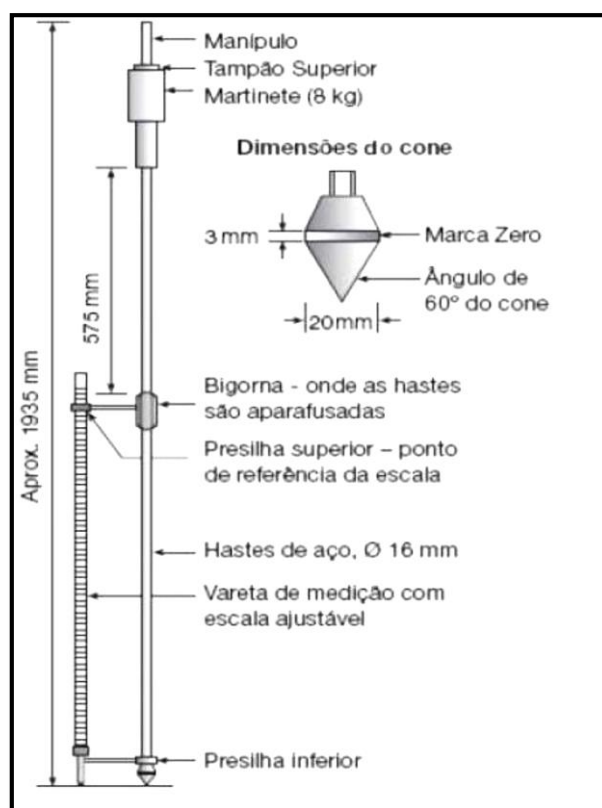
2.3.1.7 Cone de Penetração Dinâmica (CPD)

Inicialmente desenvolvido na Austrália em 1956, foi no Sul da África que o CPD foi intensamente utilizado como um método “*in situ*” de avaliação da capacidade de suporte de solos para pavimentos.

Desde então, tem sido utilizado extensivamente na África do Sul, no Reino Unido, nos Estados Unidos, na Austrália e em muitos outros países (AMINI, 2003).

O equipamento é baseado na norma internacional ASTM D 6951:2003 (Standard test method for use of the dynamic cone penetrometer in shallow pavement applications) e consiste basicamente de uma haste de aço de 20 mm de diâmetro, com uma ponta cônica de aço temperado na extremidade com 30° ou 60° de ângulo de inclinação, o que o torna com o diâmetro ligeiramente maior que o da lança para assegurar que a resistência à penetração seja exercida apenas pelo cone. O conjunto é punccionado para dentro do solo pelo impacto de um martelo correição de 8 kg de massa, guiado pela haste, que cai de uma altura de 575 mm. A penetração do cone, em termos de profundidade, é medida por meio de uma régua graduada que permanece apoiada à superfície e paralela à haste de sustentação do equipamento (Figura 11).

Figura 11: Esboço esquemático do Cone de Penetração Dinâmica



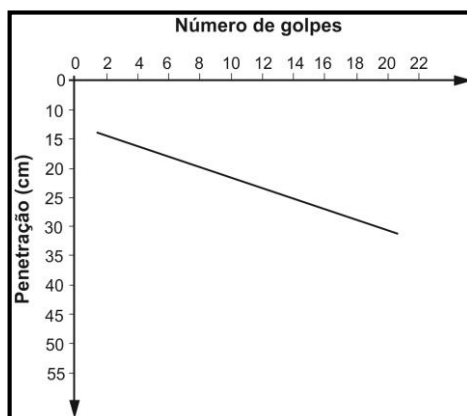
Silva Júnior (2005) esclarece que na execução do ensaio com o CPD não é possível alcançar uma velocidade constante de penetração no solo, bem como não é necessário a aplicação de forças contínuas. Segundo o autor, é fornecida uma quantidade conhecida de energia cinética, que faz com que

ocorra a penetração, a certa distância, através do solo, a qual depende da energia aplicada, da geometria da ponta e da resistência à penetração do solo.

Segundo Guedes (2008), as medidas do cone de penetração podem ser expressas como o número de golpes por milímetro de penetração ou como a resistência média do solo por profundidade do solo penetrado. O autor ressalta que esta aproximação não supõe uniformidade do solo. Isto gera uma resistência média através da profundidade penetrada pelo cone. Estes números médios são mais informativos para os solos, os quais são relativamente uniformes dentro do avanço na profundidade penetrada a cada golpe (HERRICK e JONES, 2002).

A leitura do primeiro golpe é sempre desconsiderada, pois segundo Cardoso & Trichês (1998), “[...] a superfície de contato entre o cone e o solo não é a mesma dos golpes posteriores, face a distribuições das pressões induzidas pelo ensaio”. Com os valores das leituras, juntamente com o número de golpes, é possível realizar uma curva no gráfico cartesiano “penetração versus número de golpes”. Geralmente o número de golpes é lançado em gráfico no eixo das abscissas, enquanto a penetração, no eixo das ordenadas. A curva CPD obtida representa o número de golpes para se alcançar uma dada profundidade e está exemplificada na Figura 12.

Figura 12: Exemplo de gráfico CPD de materiais com maior capacidade de suporte



O índice de penetração do CPD é dado pela razão entre a profundidade e o respectivo número de golpes para alcançá-la (mm/golpe), o qual representa a resistência “in situ” do solo e pode ser expresso por:

$$CPD = \frac{\text{Profundidade}}{N^{\circ} \text{ do Golpes}} \quad [16]$$

Algumas das principais vantagens do CPD são:

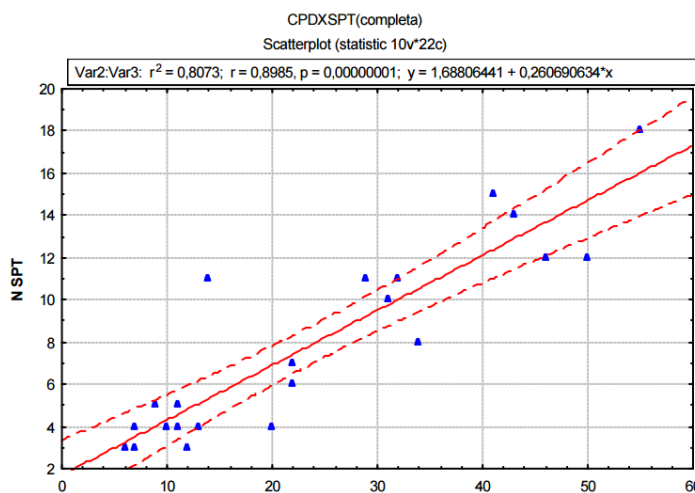
- equipamento de manuseio simples e de transporte fácil;
- econômico em relação ao custo, comparado a outros equipamentos para realização de ensaios “in situ”;
- não é necessária velocidade constante de aplicação de golpes;
- a execução do ensaio é relativamente simples, podendo ser realizado por apenas um operadore;
- as avaliações com o CPD podem ser conduzidas e os resultados analisados após treinamento relativamente simples.
- não necessita grande movimentação de terra, permitindo um ensaio praticamente não-destrutivo.

Segundo Silva Júnior (2005), O CPD também possui algumas limitações, são elas:

- a elevada variação dos resultados no caso de grandes extensões com materiais granulares;
- o uso do CPD para materiais com diâmetro nominal, das partículas de agregados, superior a duas (02) polegadas é questionável;
- algumas das relações existentes de resistência são somente aplicáveis a determinados tipos de materiais e circunstâncias, e não a todos os casos;

Melo Filho (2007), em sua pesquisa, correlacionou os índices de penetração do CPD com os valores de N_{SPT} para profundidade de 1,0 a 3,0 m e encontrou resultados satisfatórios para esta relação, concluindo que este resultado é muito importante, pois sendo o CPD um ensaio mais versátil e mais econômico possibilita a aplicação em casos onde normalmente não são realizados ensaios, como no caso de residências de 1 a 2 pavimentos. A Figura 13 mostra o resultado da correlação proposta pelo autor.

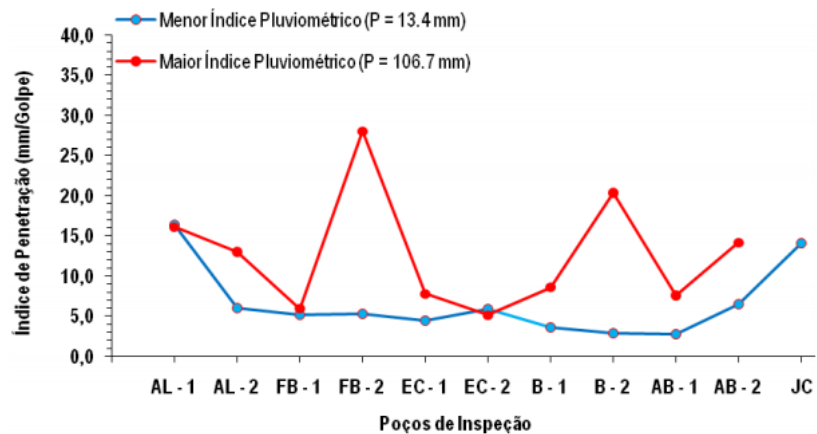
Figura 13: Correlação índice CPD x N



Fonte: Melo Filho (2007)

Guedes (2008), quando desenvolveu a sua pesquisa, verificou que em geral, para períodos de maior índice pluviométrico, os valores do índice de penetração do CPD são sensivelmente maiores que quando comparados a períodos de menor pluviosidade. Concluiu, então, que o aumento do teor de umidade no solo corresponde a um incremento do índice de penetração, sendo conseqüentemente, inversamente proporcional a capacidade de suporte do solo. Os resultados obtidos indicam que o ensaio com CPD é sensível à variação do teor de umidade do solo quando da sua execução. Tal constatação pode ser verificada na Figura 14.

Figura 14: Variação do índice de penetração em função do índice pluviométrico



Fonte: Guedes (2008)

2.3.1.8 Ensaio Pressiométrico

O termo pressiômetro foi introduzido pelo engenheiro francês Louis Ménard, em 1955, para definir um elemento de forma cilíndrica projetado para aplicar uma pressão uniforme nas paredes de um furo de sondagem, através de uma membrana flexível, promovendo a conseqüente expansão de uma cavidade cilíndrica na massa de solo. Modernamente, o equipamento é conhecido e utilizado como ferramenta rotineira de investigação geotécnica, sendo particularmente útil na determinação do comportamento tensão-deformação de solos *in situ* (SCHNAID, 2000). A Figura 15 mostra um dos modelos do pressiômetro de Ménard que é atualmente utilizado.

Figura 15: Pressiômetro de Ménard



Ainda segundo o mesmo autor, os pressiômetros podem ser classificados em três categorias: os de pré-furo, os autoperfurantes e os pressiômetros cravantes. O ensaio com o pressiômetro de pré-furo consiste na inserção de uma sonda em um furo de sondagem previamente escavado, então a sonda começa a expandir devido aos incrementos de pressão que é submetida, e a cada incremento são registradas leituras ao longo de um minuto. O pressiômetro autoperfurante minimiza os efeitos do amolgamento do solo ao redor da sonda, pois as partículas de solo deslocadas pelo dispositivo são fragmentadas por uma sapata cortante e removidas por fluxo d'água; a medição é realizada por sensores elétricos de deformação e o ensaio pode ser realizado com tensão controlada, deformação controlada ou uma combinação dos dois procedimentos. Por fim, o pressiômetro cravado é aquele cuja penetração no terreno é forçada por meio de cravação, a expansão é semelhante ao do autoperfurante e as leituras são realizadas em cotas pré-estabelecidas.

2.3.2 Ensaios de Campo Não Destrutivos

2.3.2.1 Métodos Geofísicos

Segundo a Companhia Ambiental do Estado de São Paulo – CETESB (1999), os métodos geofísicos são técnicas indiretas de investigação através da aquisição e interpretação de dados instrumentais, caracterizando-se, portanto, como métodos não invasivos ou não destrutivos. Essa metodologia permite avaliar as condições geológicas locais através dos contrastes das propriedades físicas dos materiais de subsuperfície, por exemplo condutividade ou resistividade elétrica, permissividade dielétrica, magnetismo, densidade, etc., que podem ter como origem as diferenciações

litológicas e outras heterogeneidades naturais ou não. Uma das principais vantagens da aplicação das técnicas geofísicas em relação aos métodos tradicionais de investigação de subsuperfície, como, por exemplo, as sondagens, é a rapidez na avaliação de grandes áreas com custo relativamente menor. Além disso, os levantamentos geofísicos propiciam a execução de perfis contínuos, possibilitando a identificação com maior precisão das variações laterais decorrentes das mudanças litológicas ou originadas pela presença da contaminação subterrânea.

Os principais métodos geofísicos para investigação geotécnica são os ensaios sísmicos, a resistividade elétrica e os métodos magnéticos. Segundo o Laboratório Nacional de Engenharia Civil de Lisboa – Portugal (2015), os ensaios sísmicos fundamentam-se na propagação de uma onda sísmica (ondas de compressão, de corte e ondas superficiais). Podem ser efetuados à superfície (em terra ou na água), em furos de sondagem ou em galerias subterrâneas, contribuindo para a caracterização e zoneamento dos terrenos, através da determinação de profundidades de substratos rochosos, da avaliação de espessuras de camadas de alteração em maciços rochosos, da determinação de espessuras de camadas aluvionares, da avaliação das características de formações e na delimitação de estruturas geológicas. São muito utilizados no estudo de maciços de fundação de grandes obras de engenharia, tais como, barragens, centrais térmicas, túneis, pontes, viadutos e outras infra-estruturas.

Em geral, solos e rochas conduzem eletricidade através da água contida em seus poros e fissuras. Portanto, a resistividade dos solos e rochas é altamente dependente da quantidade e da maneira como a água está distribuída dentro do material. O método da resistividade consiste em medir a resistividade elétrica dos solos e comparar com valores padrão e é medida através do fluxo de uma corrente elétrica entre dois eletrodos.

2.3.2.2 Light Weight Deflectometer (LWD)

Um parâmetro importante a ser analisado quando se estuda perfis de solo é o módulo de elasticidade deste, pois fornece informações sobre a deformação adquirida sob determinada tensão aplicada. O Módulo de Elasticidade (E) dos solos pode ser calculado de várias maneiras, dentre elas, com a execução de ensaios de compressão simples ou triaxial, ensaio de placa estática, ensaio oedométrico, FWD (Falling Weight Deflectometer), LWD (Light Weight Deflectometer), entre outros.

O Light Weight Deflectometer, Figura 16, foi desenvolvido na Alemanha e é um equipamento destinado a medir a deformabilidade das camadas do subleito e infraestrutura do pavimento. Ele fornece informações sobre o módulo de elasticidade do solo e não possibilita a coleta de amostras. É constituído de uma célula de carga de alta precisão que mede o valor máximo da força de impacto de uma queda de um peso de 10 kg montado em uma placa de carga de diâmetro de 300 mm. A massa é conduzida por um varão-guia fixo ao sistema de carga, e é elevada manualmente até a altura de queda pretendida e fixada nessa posição por um dispositivo localizado na parte superior do varão-guia (Fortunato, 2005).

Figura 16: Light Weight Deflectometer (LWD)



A força de queda da massa é absorvida por amortecedores que transmitem o impulso ao sistema de carga. Entre os amortecedores e o cilindro encontra-se instalada uma célula que tem a função de medir a força aplicada à superfície a ensaiar. As deflexões são medidas por um, dois ou três geofones, estando um deles localizado no interior do cilindro, o qual atua através do furo central da placa de carga. A duração do impulso da carga é de cerca de 15 a 30ms (Govind, 2010).

A qualidade do LWD se destaca, também, pela presença de célula de carga que mede a força do impacto e transfere estas informações para um receptor de dados através de software específico do aparelho. O equipamento mostra, imediatamente após o ensaio, o valor do módulo de elasticidade da camada. A expressão utilizada para este cálculo é a desenvolvida por Boussinesq com base na teoria da elasticidade (STEINERT, 2006), conforme é mostrado na equação 17:

$$E_{LWD} = \frac{F(1-\nu^2)\sigma \times R}{Df} \quad [17]$$

Onde :

E - módulo de elasticidade (MPa);

F - fator de distribuição das tensões;

v - coeficiente de Poisson;

σ - tensão aplicada (kPa);

R - raio do prato de carga (mm);

Df - deflexão (μm) e

Sabendo que o LWD é um equipamento alternativo ao FWD, Fleming et al. (2000), conduziu testes para correlacionar os valores dos módulos de elasticidade obtidos por estes equipamentos. Os resultados da sua pesquisa mostraram uma boa correlação entre eles, expressa pela equação 18:

$$E_{FWD} = 1,031 \times E_{LWD} \quad [18]$$

Onde:

E_{FWD} = módulo de elasticidade obtido com o uso do FWD;

E_{LWD} = módulo de elasticidade obtido com o uso do LWD.

Preussler (2007), ao estudar a deformabilidade das camadas do pavimento, propôs que esta grandeza, obtida com o LWD, fosse correlacionada com a resistência mecânica da camada, através do ensaio CPD. O coeficiente de determinação (R^2), que indica o quanto o modelo proposto consegue explicar os valores observados, foi de 0,57. A equação 19 mostra o resultado obtido por este autor.

$$Df_{LWD} = 4,753PR^{0,9235} \quad [19]$$

Onde:

Df_{LWD} = deformabilidade obtida no ensaio LWD;

PR = Leitura do CPR (mm/golpe).

2.4 Considerações finais

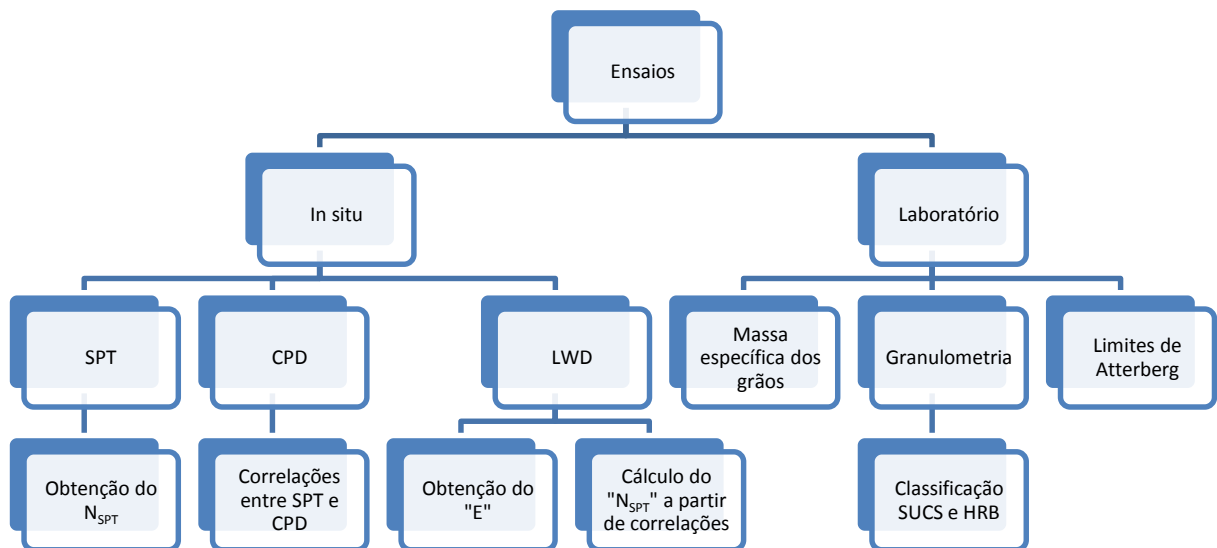
Após a explanação sobre os tipos de fundações, a capacidade de carga dos solos e os ensaios *in situ* pode-se frisar a importância de conhecer os parâmetros geotécnicos dos solos para que os projetos de fundações possam ser dimensionados de forma segura e econômica. Tais parâmetros podem ser obtidos através da realização de ensaios no próprio maciço terroso e um dos ensaios mais difundidos é o SPT. Observou-se que várias pesquisas foram e continuam sendo realizadas em busca de correlações do índice de resistência a penetração com outros parâmetros do solo, a exemplo, da compactidade, ângulo de atrito, módulo de elasticidade, entre outros. Um exemplo disto é a pesquisa de Souza (2007), que constatou resultados satisfatórios entre a comparação dos valores estimados da tensão-admissível entre os métodos semi-empíricos de Meeyerhof (CPT) e de Mello (SPT), sugerindo a existência de uma forte correlação entre os valores observados.

Por apresentar algumas desvantagens (influência de fatores relacionados ao operador, dispersão dos resultados, dificuldade no transporte do equipamento etc.), vem sendo estudado métodos alternativos ao SPT, para que se possa realizar investigações geotécnicas de forma mais econômica e versátil, garantindo a precisão dos resultados.

3.0 MATERIAIS E MÉTODOS

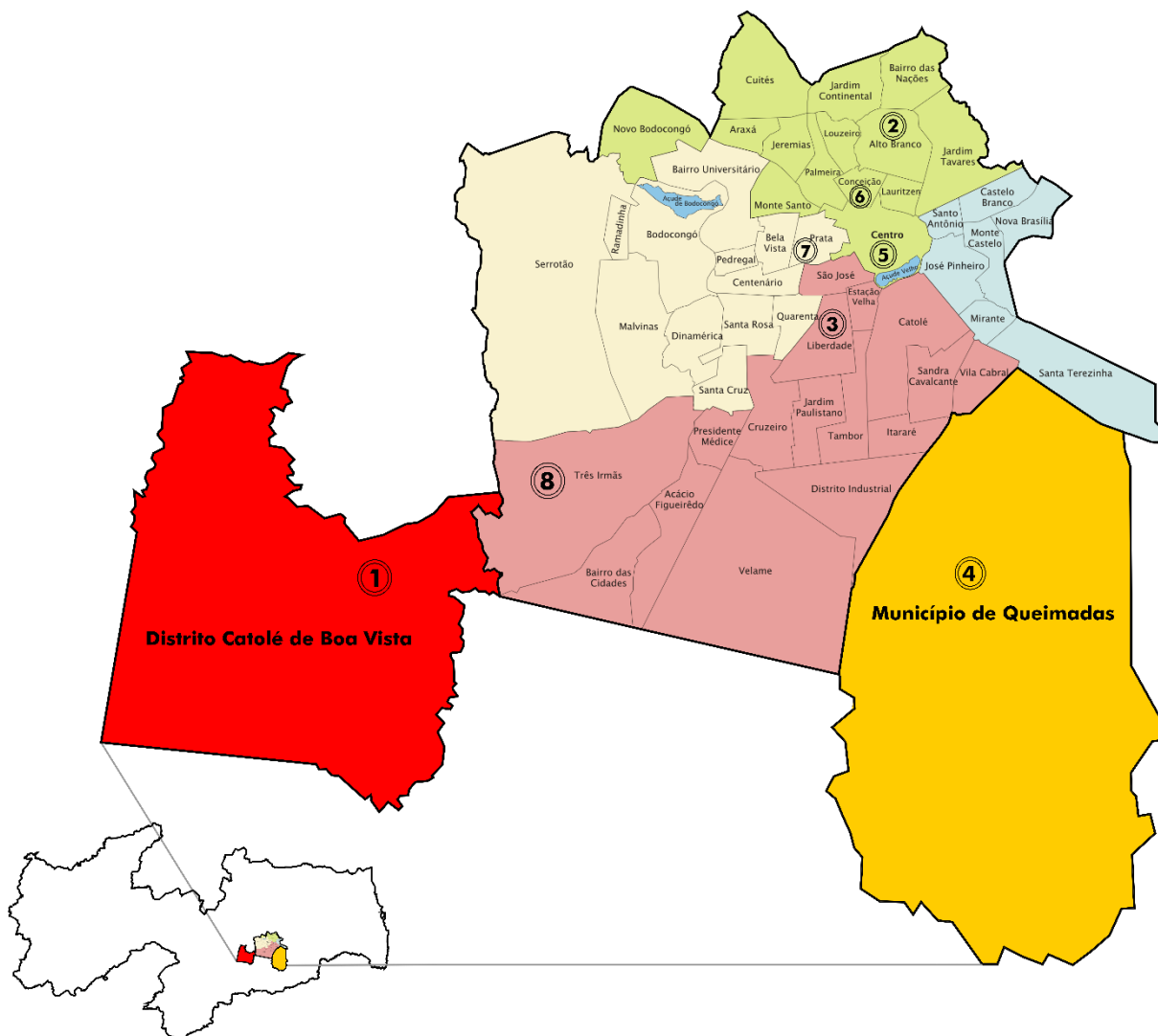
A Figura 17 apresenta um fluxograma com a sequência de atividades que foram realizadas durante a pesquisa.

Figura 17: Fluxograma da sequência de atividades realizadas



Os dados utilizados nesta pesquisa são resultado da realização de oito campanhas de sondagens no período de outubro de 2014 a março de 2015. Dentre elas, seis aconteceram na zona urbana de Campina Grande-PB, uma na zona rural do município e outra no município de Queimadas-PB, conforme mostra a Figura 18.

Figura 18: Mapa com a localização das sondagens realizadas durante a pesquisa

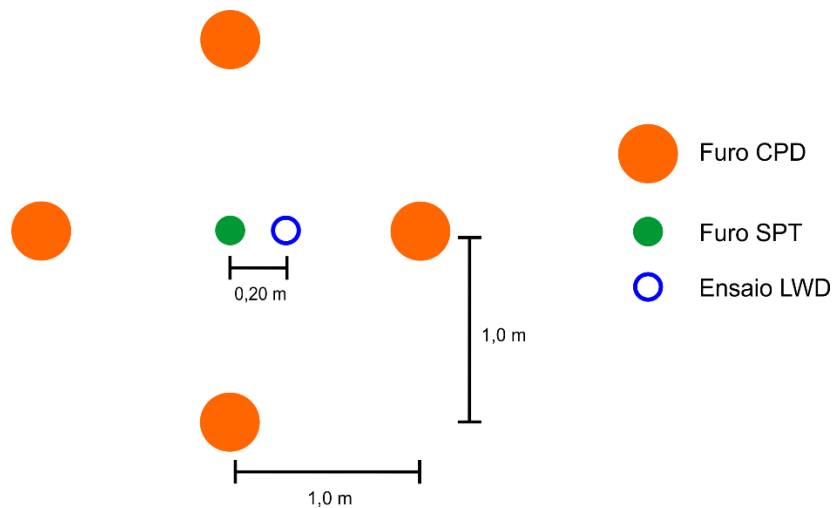


- ❖ Campanha 01 – Sítio Lucas, Distrito de Catolé de Boa Vista, Campina Grande – PB.
- ❖ Campanha 02 – Avenida Canal, nº 469, Alto Branco, Campina Grande – PB.
- ❖ Campanha 03 – Rua Severino Pimentel, SN, Liberdade, Campina Grande – PB.
- ❖ Campanha 04 – Rua João Maciel dos Santos, nº 100, Distrito Industrial, Queimadas – PB.
- ❖ Campanha 05 – Rua Manoel Pereira de Araújo, Feira Central, Campina Grande – PB.
- ❖ Campanha 06 – Rua Severino Verônica, nº 152, Conceição, Campina Grande – PB.
- ❖ Campanha 07 – Rua Duque de Caxias, nº 287, Prata, Campina Grande – PB.
- ❖ Campanha 08 – Rua Projetada 22, Portal Sudoeste, Campina Grande – PB.

3.1 Ensaios *in situ*

A pesquisa contou com o apoio da empresa ATECEL (Associação Técnico Científica Ernesto Luiz de Oliveira Junior), que permitiu o acompanhamento das oito campanhas de sondagens SPT realizadas no município de Campina Grande – PB, ou em seus arredores. Após a realização da sondagem à percussão sucediam os ensaios de CPD e LWD. Para cada furo SPT, foram realizados quatro furos com o CPD e um ensaio com o LWD. Ao fim de cada campanha, coletaram-se amostras para caracterização física do material, em laboratório. A disposição dos ensaios está esquematizada na Figura 19.

Figura 19: Localização da realização dos ensaios CPD e LWD em relação do SPT



3.1.1 Sondagens SPT

A execução dos ensaios com o SPT orientou-se, de maneira geral, segundo a NBR 6484 (2001), embora tenha-se iniciado a contagem dos golpes na cota 0,00 m, e não em 1,00m como prevê a norma. Outro procedimento diferente do especificado foi que os 0,55 m que deveriam ser executados com o trado helicoidal foram, quando possível, alcançados com a penetração do amostrador padrão através dos golpes do martelo. No mais, as outras especificações foram atendidas, inclusive os critérios de paralisação e a verificação das amostras obtidas com o amostrador. Com os resultados destes ensaios também foram construídos os perfis geotécnicos dos locais de sondagens.

3.1.2 Ensaio CPD

Embora exista uma norma americana que regulamenta o procedimento de ensaio do CPD, como foi citada no capítulo anterior, tais especificações não puderam ser completamente seguidas, já que para uma melhor correlação com os valores do SPT é necessário que os ensaios sejam realizados de maneira semelhante. O equipamento utilizado está ilustrado na Figura 20.

Figura 20: Cone de Penetração Dinâmica utilizado na pesquisa



Para cada furo SPT, foram realizados quatro furos laterais com o CPD, com distância de 1,00 m do furo central. O procedimento de realização do ensaio foi o seguinte:

- nivelamento da superfície para torná-la mais uniforme possível;
- montagem do equipamento;
- marcação das medidas, em centímetros, na haste que contém o cone, já que não será utilizada a régua do equipamento, pois foi constatado, durante a pesquisa de Melo Filho (2007), que se aumentando o número de hastes a régua perde o contato com o solo, além disso, o autor percebeu também que a mesma amortecia o impacto do martelo, alterando os dados de penetração do cone;
- posicionamento do CPD, mantido sempre na vertical, para que o peso caia sempre livremente e não ocorra atrito lateral durante o processo de penetração da ponta cônica, conforme mostrado na Figura 21;
- elevação do peso (martelo) até altura máxima de queda;
- liberação do martelo em queda livre;
- registro das penetrações, correspondentes a penetração de cada 15 cm;
- acréscimos das hastes, a cada metro de penetração, já com a marcação das medidas, em centímetros;
- retirada das hastes, com o uso da alavanca e
- desmonte, limpeza e acondicionamento do equipamento.

Figura 21: Posicionamento do CPD para execução do ensaio



3.1.3 Ensaio LWD

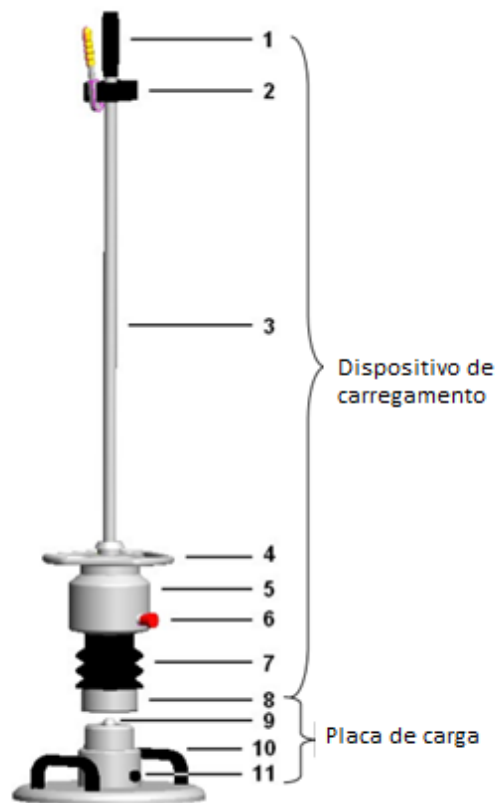
O ensaio do LWD foi realizado a 0,20 m do furo de sondagem SPT. Inicialmente, executou-se o ensaio na cota 0,00 m e quando se percebia a mudança de material do perfil até 1,00 de profundidade, fazia-se uma cava com diâmetro suficiente para acomodação do equipamento e seguia-se com um novo ensaio. Quando a mudança de material ocorria a mais de 1,00 m de profundidade não era viável realizar o LWD, pois o cabo que transfere os dados do equipamento para o receptor não possui comprimento suficiente.

O procedimento de ensaio foi regido pelas especificações do fabricante do equipamento (ZORN INSTRUMENTS), de acordo com o modelo utilizado (ZFG 3000 GPS), que possui alcance para bacia de deflexão de 0,60 m. A Figura 22 apresenta as partes constituintes do equipamento e o método utilizado foi o seguinte:

- nivelamento da superfície;
- posicionamento da placa de carga, de forma a garantir o total contato desta com a superfície de solo;
- encaixe do dispositivo de carregamento na placa de carga;
- conectar a placa de carga ao dispositivo receptor através do cabo para transferência de dados;
- ligar o dispositivo receptor de dados;
- esperar que o dispositivo reconheça as coordenadas geográficas, através do GPS;
- levantar o peso de 10 kg e engatar no dispositivo de liberação;
- segurar a haste que guiará o peso verticalmente;

- liberar o peso;
- segurar o peso no momento que ele estiver subindo após o contato com a mola;
- encaixar novamente o peso no dispositivo de liberação e continuar o ensaio até completar três pulsos de carregamento sobre a placa, sendo que cada carregamento só pode ser realizado após o sinal sonoro do dispositivo receptor de dados.

Figura 22: Partes constituintes do LWD



1. Alça para manuseio; 2. Batente superior com dispositivo de liberação; 3. Haste guia; 4. Alça para segurar e levantar o peso; 5. Peso de 100 N; 6. Dispositivo de bloqueio do peso; 7. Conjunto de molas de disco; 8. Dispositivo de encaixe; 9. Esfera para acomodação do dispositivo de carregamento; 10. Alças da placa de carga; 11. Sensor da placa de carga.

3.2 Ensaios de laboratório

Em cada campanha de sondagem realizada foram coletadas amostras deformadas de solo para realização dos seguintes ensaios em laboratório:

- Granulometria, baseado na NBR 7181:1984 (Análise granulométrica por sedimentação e por peneiramento);
- Massa específica, baseado na NBR 6508:1984 (Grãos de solo que passam na peneira 4,8 mm – Determinação da massa específica);
- Limites de consistência de acordo com as NBR 6459:1984 (Determinação do limite de liquidez) e pela NBR 7180:1984 (Determinação do limite de plasticidade).

De posse dos resultados dos ensaios supracitados, os materiais coletados foram classificados pelo Sistema Unificado de Classificação dos Solos e pelo Highway Research Board.

4.0 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Este capítulo apresentará todos os resultados obtidos e a respectiva análise destes, dos ensaios de laboratório e os ensaios *in situ* que foram utilizados nesta pesquisa.

4.1 Caracterização física das amostras de solo

Em cada sondagem realizada nesta pesquisa, foram coletadas amostras de solo para posterior caracterização física. Tais amostras eram retiradas conforme via-se no relatório SPT a mudança do perfil, por isto, alguns furos de sondagem vão apresentar camada única (quando até a profundidade estudada ocorreu apenas um tipo de material) ou duas camadas distintas (quando ocorreu mudança de material durante o ensaio). A caracterização física dos materiais foi realizada no LEP-UFMG (Laboratório de Engenharia de Pavimentos da Universidade Federal de Campina Grande).

4.1.1 Limites de Atterberg e Massa Específica dos Grãos

Os Limites de Atterberg, realizados segundo a NBR 6459 (1984) e a NBR 7180 (1984), e a massa específica dos grãos segundo a NBR 6508 (1984), apresentaram os resultados mostrados na Tabela 3. Estes indicam que 75,76% das amostras ensaiadas não apresentam plasticidade e que 57,57% não apresentam Limite de Liquidez ou de Plasticidade. Deste resultado, observa-se que nas Campanhas 01, 06 e 07 todas as amostras são NL e NP. O maior valor encontrado para o Limite de Liquidez foi de 41,3% e para o Limite de Plasticidade de 21,2% (campanha 03, furo 1, camada 2 e furo 4).

O menor valor da massa específica dos grãos foi de 2,532 g/cm³ (campanha 08, furo 2) e o maior valor foi de 2,737 g/cm³ (campanha 08, furo 3, camada 1). Apesar da informação sobre a massa específica dos grãos não ser suficiente para classificar um solo, pois de maneira geral varia pouco de solo para solo, pode-se dizer que os valores encontrados nesta pesquisa são os usuais, uma vez que Pinto (2006) cita que a presença de sais de ferro eleva os valores da massa específica dos grãos para

ordem de 3,000 g/cm³, e Almeida (2005) menciona que em solos com vermiculita esta grandeza é de aproximadamente 0,750 g/cm³.

Tabela 3: Resultados dos Limites de Atterberg e da Massa Específica dos Grãos

Campanha	Furo	Camada	LL (%)	LP (%)	Massa específica dos grãos (g/cm ³)
1	1	1	NL	NP	2,548
		2	NL	NP	2,598
	2	1	NL	NP	2,548
		2	NL	NP	2,598
	3	1	NL	NP	2,548
		2	NL	NP	2,598
2	1	Única	NL	NP	2,559
	2	1	NL	NP	2,596
		2	34,6	18	2,575
3	1	1	17,7	11,8	2,606
		2	41,3	21,2	2,603
	2	Única	17,7	11,8	2,606
	3	Única	17,7	11,8	2,606
	4	Única	41,3	21,2	2,603
4	1	1	NL	NP	2,673
		2	19,4	NP	2,627
	2	1	NL	NP	2,673
		2	19,4	NP	2,627
	3	Única	19,4	NP	2,627
5	1	Única	20,5	NP	2,601
	2	Única	20,5	NP	2,601
	3	1	27,2	NP	2,593
		2	30,3	20,7	2,604
6	1	Única	NL	NP	2,620
	2	Única	NL	NP	2,680
	3	Única	NL	NP	2,609
7	1	Única	NL	NP	2,562
	2	Única	NL	NP	2,655
	3	Única	NL	NP	2,655
8	1	Única	NL	NP	2,533
	2	Única	NL	NP	2,532
	3	1	NL	NP	2,737
		2	36,0	20,1	2,550

4.1.2 Granulometria

Nas Figuras 23 a 30 estão apresentadas as curvas granulométricas das amostras de solo coletadas. Os dados obtidos foram utilizados para classificação dos materiais, cujo resultado está no tópico 4.1.3.

Figura 23: Curva granulométrica das amostras de solo da Campanha 01

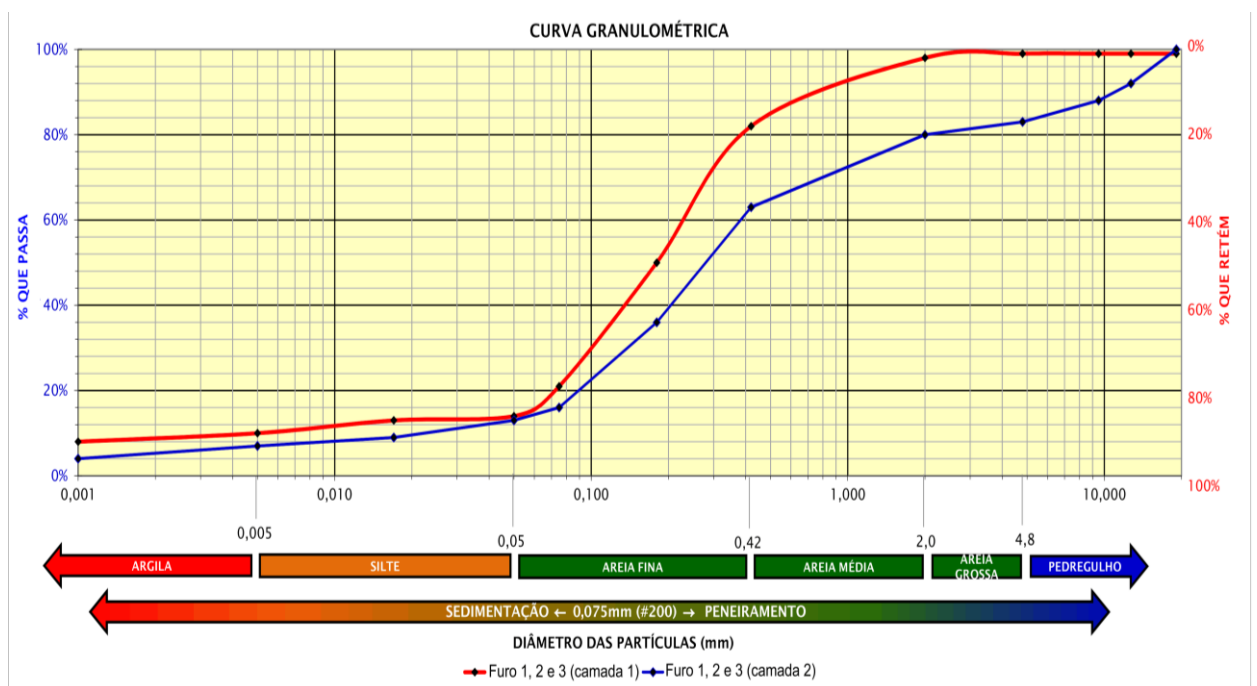


Figura 24: Curva granulométrica das amostras de solo da Campanha 02

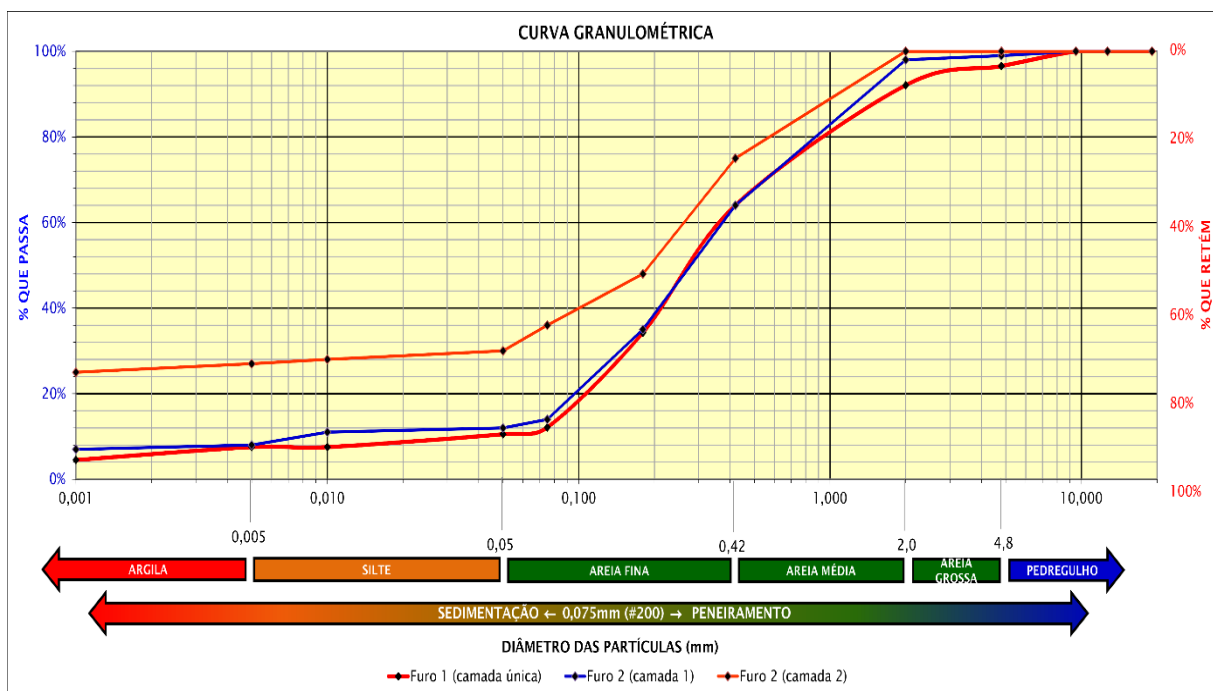


Figura 25: Curva granulométrica das amostras de solo da Campanha 03

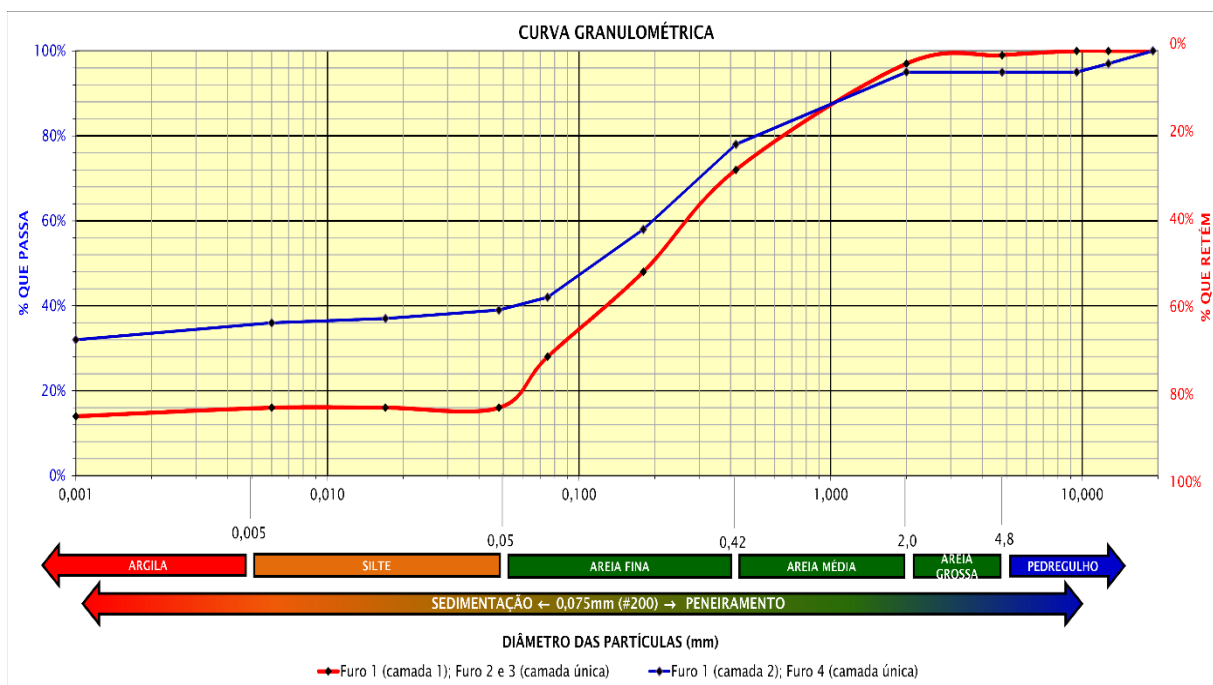


Figura 26: Curva granulométrica das amostras de solo da Campanha 04

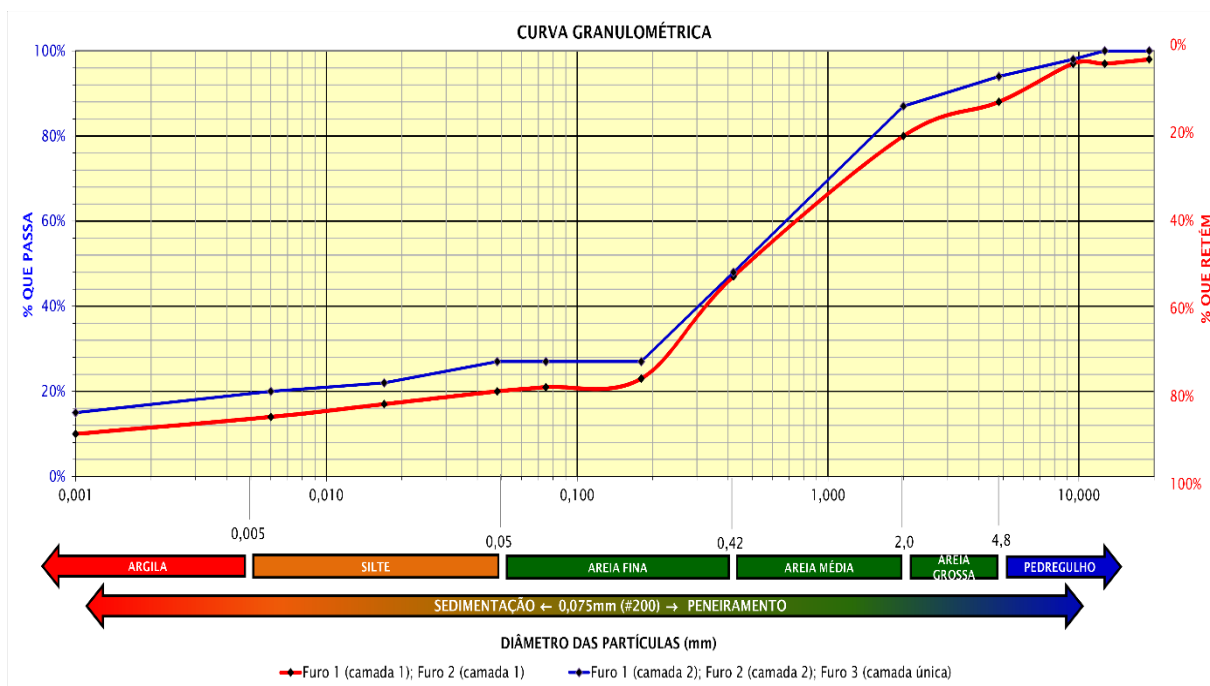


Figura 27: Curva granulométrica das amostras de solo da Campanha 05

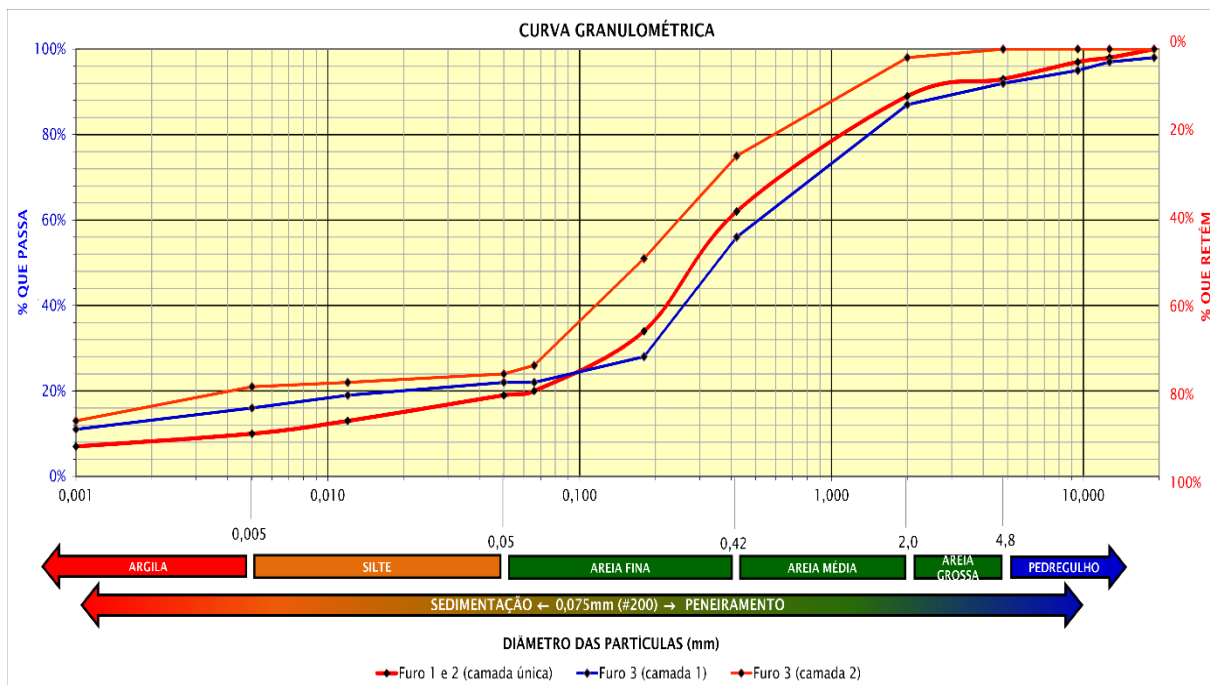


Figura 28: Curva granulométrica das amostras de solo da Campanha 06

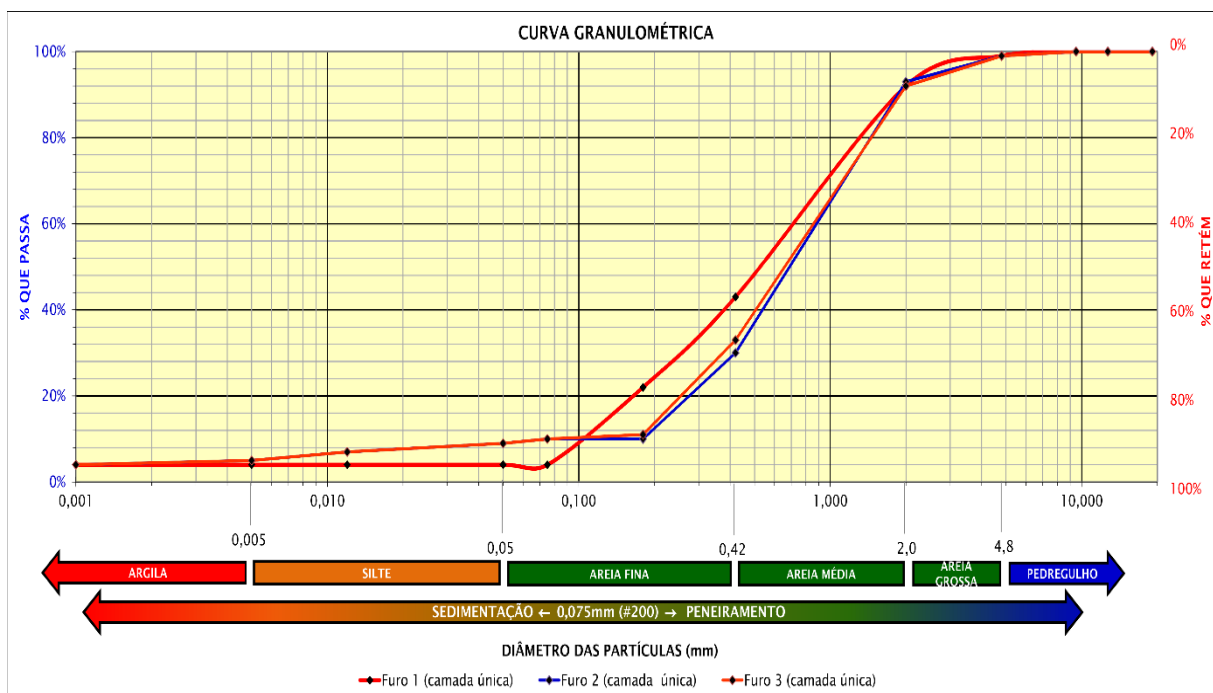


Figura 29: Curva granulométrica das amostras de solo da Campanha 07

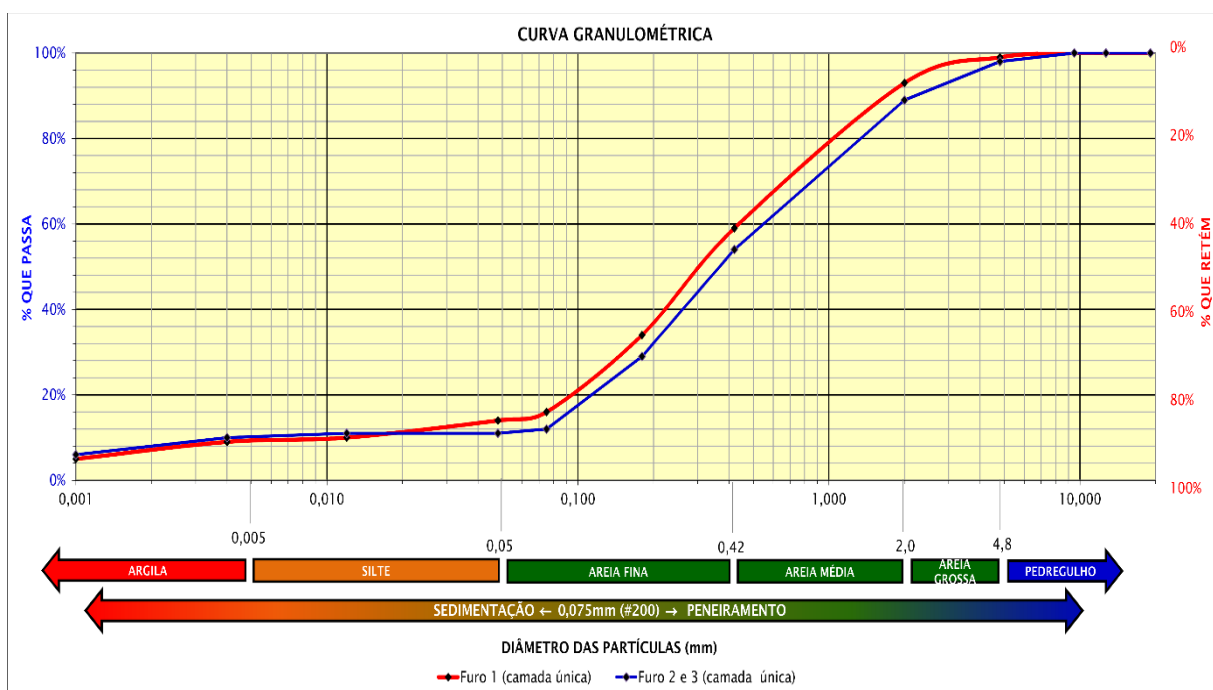
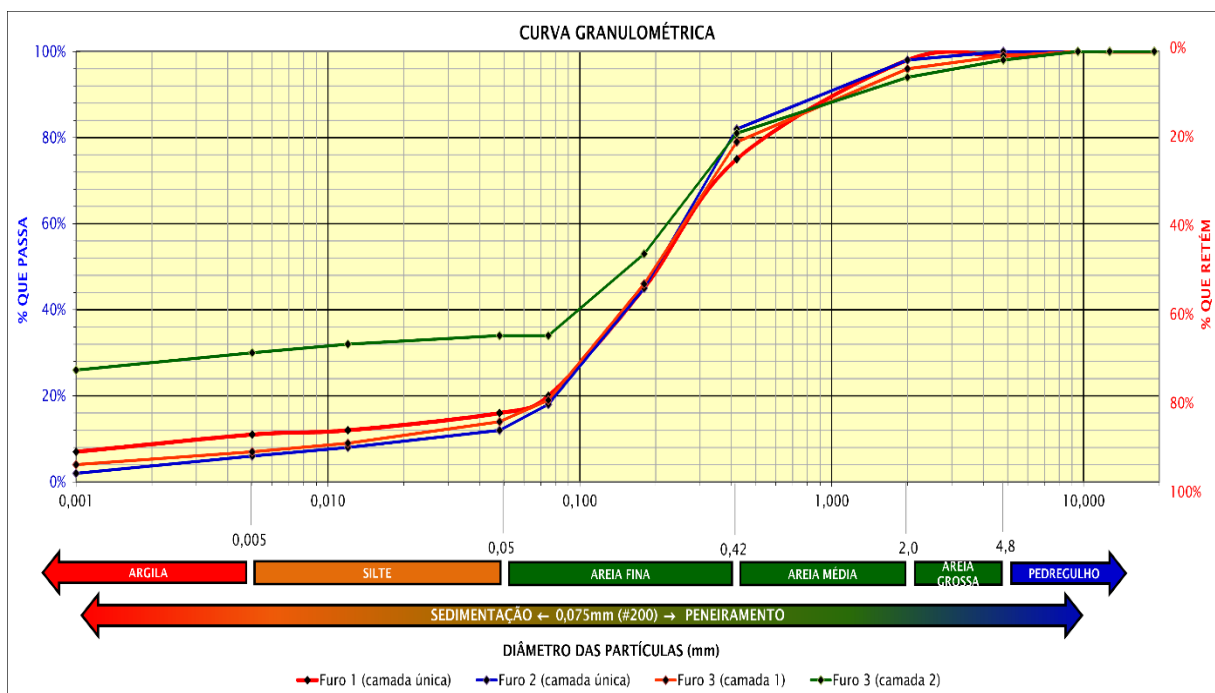


Figura 30: Curva granulométrica das amostras de solo da Campanha 08



4.1.3 Classificação dos solos

De posse dos resultados da caracterização física das amostras, pôde-se classificá-las pelo método da SUCS e da HRB. O resultado está na Tabela 4.

Tabela 4: Classificação das amostras

Campanha	Furo	Camada	Classificação SUCS	Classificação HRB
1	1	1	SM	A-2-4
		2	SM	A-2-4
	2	1	SM	A-2-4
		2	SM	A-2-4
	3	1	SM	A-2-4
		2	SM	A-2-4
2	1	Única	SM	A-2-4
	2	1	SM	A-2-4
		2	SC	A-6
3	1	1	SM	A-2-4
		2	SC	A-7-6
	2	Única	SM	A-2-4
	3	Única	SM	A-2-4
	4	Única	SC	A-7-6
4	1	1	SM	A-1-b
		2	SM	A-2-4
	2	1	SM	A-1-b
		2	SM	A-2-4
5	1	Única	SM	A-2-4
	2	Única	SM	A-2-4
	3	1	SM	A-2-4
2		SC	A-2-4	
6	1	Única	SP	A-1-b
	2	Única	SP-SM	A-1-a
	3	Única	SP-SM	A-1-b
7	1	Única	SM	A-2-4
	2	Única	SP-SM	A-2-4
	3	Única	SP-SM	A-2-4
8	1	Única	SM	A-2-4
		Única	SM	A-2-4
	3	1	SM	A-2-4
		2	SC	A-2-6

Em relação a classificação SUCS, pode-se observar:

- 69,70% das amostras são SM, ou seja, areias que contém mais de 12% de finos com pouca ou nenhuma plasticidade;

- 15,15% pertencem ao grupo SC, solos arenosos com mais de 12% de finos e que apresentam plasticidade;
- 12,12% pertencem ao grupo SP-SM, areia siltosa mal graduada, com porcentagem de finos entre 5% e 12%;
- 3,03% pertencem ao grupo SP, solos arenosos mal graduados que contém menos de 5% de finos não plásticos passantes na peneira #200;

Em relação a classificação HRB, observa-se que:

- 72,73% pertencem ao grupo A-2-4, material granular com índice de plasticidade menor que 10%;
- 12,12% pertencem ao grupo A-1-b, material com predomínio de areia grossa a média, com ou sem material fino bem graduado;
- 6,06% pertencem ao grupo A-7-6, material fino que possui alto índice de plasticidade e estão sujeitos a elevadas variações de volume;
- 3,03% pertencem ao grupo A-6, solos argilosos plásticos e estão sujeitos a variações volumétricas entre os estados seco e úmido;
- 3,03% pertencem ao grupo A-2-6, material semelhante ao grupo A-2-4, mas em relação ao material passante na peneira #40, assemelha-se ao grupo A-6;
- 3,03% pertencem ao grupo A-1-a, material constituído predominantemente de fragmentos de rocha ou pedregulho com ou sem material fino bem graduado.

De acordo com Das (2007), é esperado que um solo classificado como A-2-4 no sistema HRB seja equivalente a um solo SM no sistema SUCS. Este fato foi observado nesta pesquisa visto que 69,70% das amostras foram classificadas como SM e 72,73% como A-2-4.

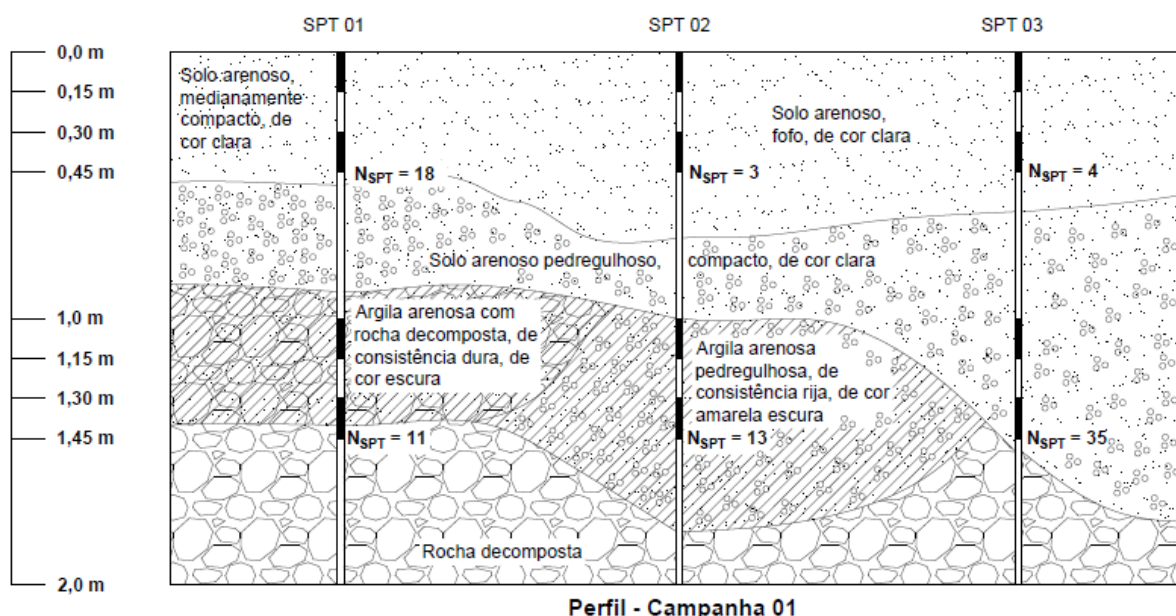
4.2 Resultados dos ensaios *in situ*

Os tópicos seguintes apresentarão os resultados obtidos com os ensaios SPT, CPD e LWD, além do perfil de solo com base nos dados do relatório SPT. Tais relatórios, assim como os gráficos Profundidade x Número de golpes do ensaio CPD estão no Anexo I e II, respectivamente.

4.2.1 Campanha 01

A Figura 31 apresenta o perfil de solo encontrado na Campanha 01 e a partir dela pode-se perceber que a profundidade mínima para encontrar a rocha decomposta é de aproximadamente 1,45 m. O N máximo ocorreu no furo 3, em 1,45 m com valor de 35 golpes/0,30 m. A primeira camada de solo encontrada foi de solo arenoso de cor clara, sendo que para o furo 1, estava medianamente compacto e nos furos 2 e 3, fofo. A diferença da compactidade interferiu diretamente nos resultados do SPT, visto que a 0,45 m, o N_{SPT} foi de 18 golpes/0,30 m para o furo 1, e 3 golpes/0,30 m e 4 golpes/0,30 m para os furos 2 e 3, respectivamente.

Figura 31: Perfil de solo com base nos relatórios de sondagem SPT para a Campanha 01



A Tabela 5 exibe os resultados numéricos dos ensaios SPT, CPD e LWD. Os resultados do CPD estão apresentados em cinco colunas, onde as quatro primeiras são referentes aos resultados da sondagem em cada furo que foi realizado ao redor do SPT, e a quinta coluna representa a média dos golpes. Em relação à média, o maior índice de penetração encontrado para o CPD foi de 68,50 golpes/0,30 m, que ocorreu em 1,45 m de profundidade do furo 2. Dentre os dados que serão trabalhados, o maior N ocorreu em 0,45 m do furo 1, desta forma observa-se que os maiores índices de penetração dos dois equipamentos citados não se referem a mesma camada de solo, mas isto pode ter ocorrido porque o material que houve maior valor do CPD contém pedregulhos, sendo possível que no momento do ensaio, o equipamento possa ter deparado com alguma partícula de diâmetro superior a 4,8

mm. Dentre os resultados do LWD, o maior valor do módulo de elasticidade foi de 91,00 MPa, na superfície do furo 1.

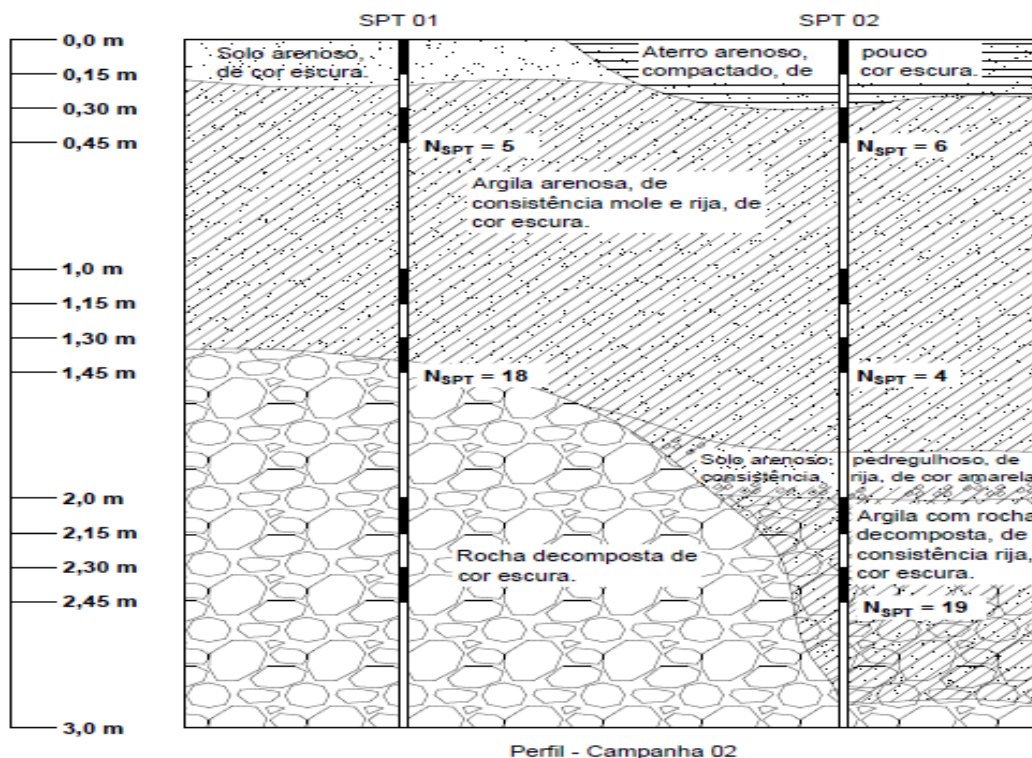
Tabela 5: Resultados SPT e CPD da Campanha 01

Furo	Resultado SPT		Tipo de solo (Laboratório)	Resultados CPD					E [MPa]
	Prof. (m)	Nº de golpes		Nº de golpes (1)	Nº de golpes (2)	Nº de golpes (3)	Nº de golpes (4)	Média de golpes CPD	
1	0,00 a 0,15	3	SM/A-2-4	7	13	10	10	10,00	91,00
	0,15 a 0,30	9		13	16	13	20	15,50	
	0,30 a 0,45	9		14	15	13	44	21,50	
2	0,00 a 0,15	2	SM/A-2-4	2	3	3	4	3,00	18,10
	0,15 a 0,30	1		3	3	4	4	3,50	
	0,30 a 0,45	2		3	1	4	4	3,00	
	1,00 a 1,15	11	SM/A-2-4	22	42	29	24	29,25	
	1,15 a 1,30	10		29	38	30	21	29,50	
	1,30 a 1,45	3		39	33	39	45	39,00	
3	0,00 a 0,15	1	SM/A-2-4	7	8	5	7	6,75	30,50
	0,15 a 0,30	2		7	6	13	14	10,00	
	0,30 a 0,45	2		5	3	7	6	5,25	

4.2.2 Campanha 02

A Figura 32 apresenta o perfil de solo encontrado na Campanha 02 e observa-se que a profundidade mínima para encontrar a rocha decomposta é de aproximadamente 1,30 m. O N máximo ocorreu no furo 2, em 2,45 m com valor de 19 golpes/0,30 m. Neste perfil, existe uma camada de aproximadamente 1,15 m de espessura de argila arenosa, onde os N encontrados foram de 5 golpes/0,30 m (em 0,45 m de profundidade do furo 1), 6 golpes/0,30 m (em 0,45 m de profundidade para o furo 2,) e 4 golpes/0,30 m (em 1,45 m de profundidade para o furo 2).

Figura 32: Perfil de solo com base nos relatórios de sondagem SPT para a Campanha 02



A Tabela 6 exibe os resultados numéricos dos ensaios SPT, CPD e LWD para a campanha 02. Em relação à média, o maior índice de penetração encontrado para o CPD foi de 62,00 golpes/0,30 m, que ocorreu em 1,45 m de profundidade do furo 1, que corresponde, também, a camada com maior N. Dentre os resultados do LWD, o maior valor do módulo de elasticidade foi de 28,80 MPa, na superfície do furo 1.

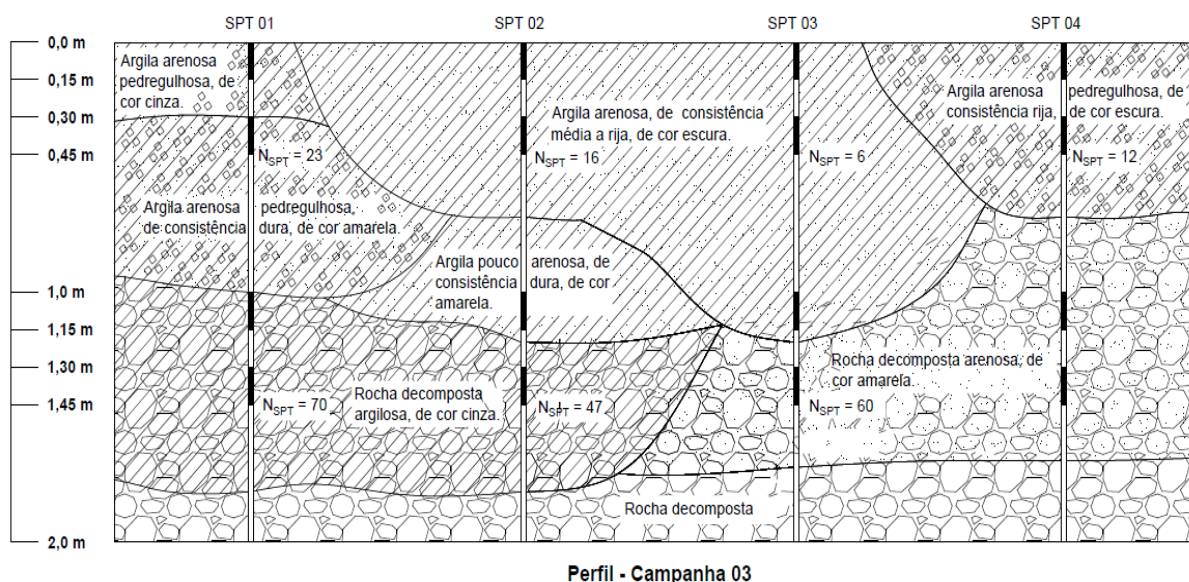
Tabela 6: Resultados SPT e CPD da Campanha 02

Furo	Resultado SPT		Tipo de solo (Laboratório)	Resultados CPD					E [MPa]
	Prof. (m)	Nº de golpes		Nº de golpes (1)	Nº de golpes (2)	Nº de golpes (3)	Nº de golpes (4)	Média de golpes CPD	
1	0,00 a 0,15	1	SM/A-2-4	3	6	7	5	5,25	28,80
	0,15 a 0,30	2		8	4	7	6	6,25	
	0,30 a 0,45	3		6	8	6	6	6,50	
	1,00 a 1,15	4		13	18	35	12	19,50	
	1,15 a 1,30	11		22	27	22	21	23	
	1,30 a 1,45	17		36	27	28	41	33	
2	0,00 a 0,15	3	SM/A-2-4	11	4	9	9	8,25	20,20
	0,15 a 0,30	3		6	8	9	19	10,50	
	0,30 a 0,45	3	SC/A-6	6	4	7	5	5,50	
	1,00 a 1,15	2		6	7	3	7	5,75	
	1,15 a 1,30	2		9	5	6	5	6,25	
	1,30 a 1,45	2		14	13	8	6	10,25	

4.2.3 Campanha 03

A Figura 33 apresenta o perfil de solo encontrado na Campanha 03 e observa-se que a profundidade mínima para encontrar a rocha decomposta é de aproximadamente 0,60 m. O N máximo ocorreu no furo 1, em 1,45 m com valor de 70 golpes/0,30 m, numa camada de rocha decomposta argilosa. Neste perfil, segundo os relatórios SPT emitidos pela ATECEL, todo o material encontrado trata-se de argila, sendo que esta se apresenta em consistências distintas e com teores de pedregulho ou areia.

Figura 33: Perfil de solo com base nos relatórios de sondagem SPT para a Campanha 03



A Tabela 7 exhibe os resultados numéricos dos ensaios SPT, CPD e LWD para a campanha 03. Em relação à média, o maior índice de penetração encontrado para o CPD foi de 158,00 golpes/0,30 m, que ocorreu em 1,45 m de profundidade do furo 1, numa camada de rocha decomposta argilosa, segundo a classificação tátil visual do solo. Dentre os resultados do LWD, o maior valor do módulo de elasticidade foi de 93,00 MPa, na superfície do furo 2.

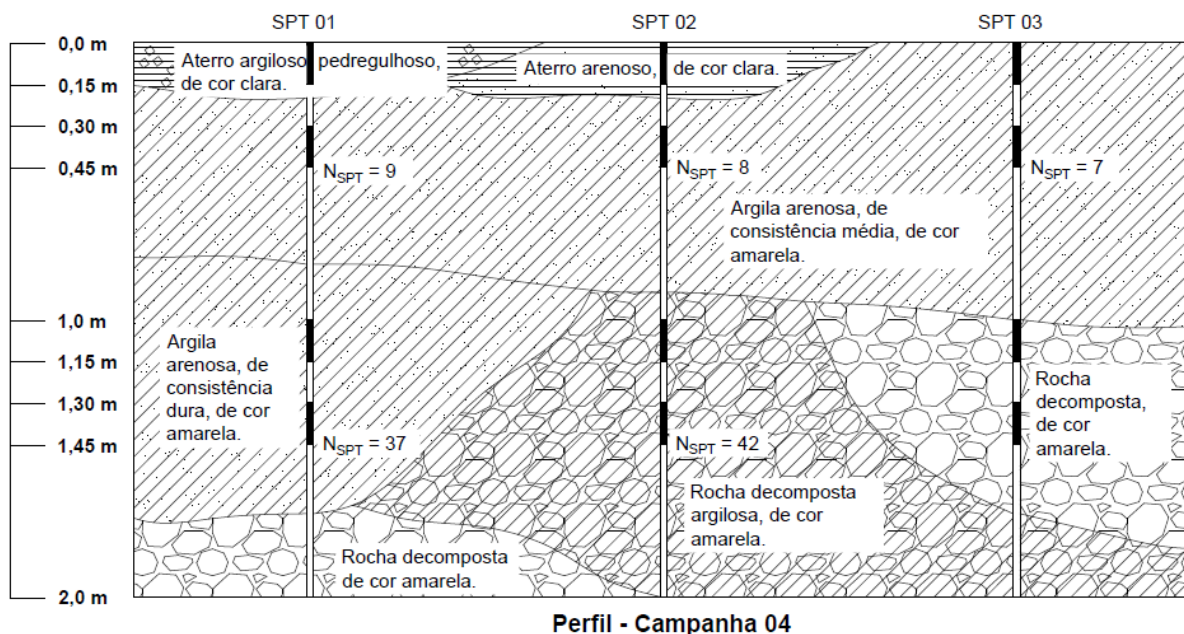
Tabela 7: Resultados SPT e CPD da Campanha 03

Furo	Resultado SPT		Tipo de solo (Laboratório)	Resultados CPD					E [MPa]
	Prof. (m)	Nº de golpes		Nº de golpes (1)	Nº de golpes (2)	Nº de golpes (3)	Nº de golpes (4)	Média de golpes CPD	
1	0,00 a 0,15	18	SM/A-2-4	76	66	52	86	70	72,70
	0,15 a 0,30	11		36	28	49	47	40	
	0,30 a 0,45	12	SC/A-7-6	16	12	18	18	16	
	1,00 a 1,15	15		17	33	41	22	28,25	
	1,15 a 1,30	30		23	73	136	63	73,75	
	1,30 a 1,45	10		38	119	95	85	84,25	
2	0,00 a 0,15	7	SM/A-2-4	49	37	22	18	31,50	93,00
	0,15 a 0,30	7		26	32	12	12	20,50	
	0,30 a 0,45	9		14	13	13	13	13,25	
	1,00 a 1,15	19		25	21	94	84	56,00	
	1,15 a 1,30	22		40	34	57	62	48,25	
	1,30 a 1,45	25		73	92	45	47	64,25	
3	0,00 a 0,15	5	SM/A-2-4	24	30	11	24	22,25	39,50
	0,15 a 0,30	3		10	14	8	5	9,25	
	0,30 a 0,45	3		7	6	9	5	6,75	
4	0,00 a 0,15	8	SC/A-7-6	45	35	65	56	50,25	53,60
	0,15 a 0,30	7		10	8	12	13	10,75	
	0,30 a 0,45	5		9	19	20	5	13,25	

4.2.4 Campanha 04

A Figura 34 apresenta o perfil de solo encontrado na Campanha 04. A rocha decomposta pode ser encontrada em aproximadamente 0,80 m de profundidade no furo 2. O N máximo ocorreu no furo 2, em 1,45 m com valor de 42 golpes/0,30 m, numa camada de rocha decomposta argilosa. Neste perfil, há predominância de argila arenosa, sendo encontrada em consistência dura no furo 1 e média no furo 2.

Figura 34: Perfil de solo com base nos relatórios de sondagem SPT para a Campanha 04



A Tabela 8 exibe os resultados numéricos dos ensaios SPT, CPD e LWD para a campanha 04. Em relação à média, o maior índice de penetração encontrado para o CPD foi de 139,25 golpes/0,30 m, que ocorreu em 1,45 m de profundidade do furo 2, numa camada de rocha decomposta, segundo a classificação tátil visual, que corresponde, também, a camada com maior N_{SPT} . Dentre os resultados do LWD, o maior valor do módulo de elasticidade foi de 60,20 MPa, na superfície do furo 3, em uma camada SM.

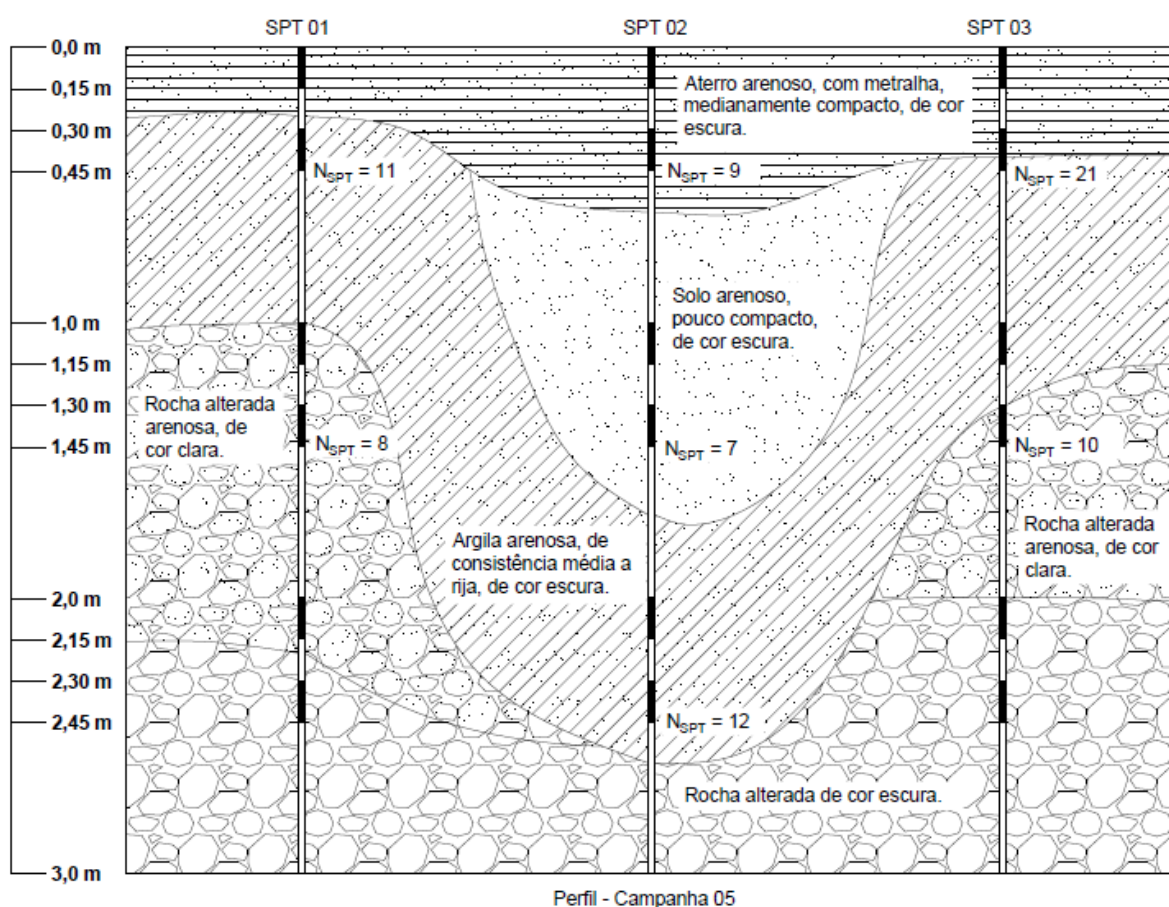
Tabela 8: Resultados SPT e CPD da Campanha 04

Furo	Resultado SPT		Tipo de solo (Laboratório)	Resultados CPD					E [MPa]
	Prof. (m)	Nº de golpes		Nº de golpes (1)	Nº de golpes (2)	Nº de golpes (3)	Nº de golpes (4)	Média de golpes CPD	
1	0,00 a 0,15	4	SM/A-1-b	9	11	16	14	12,50	34,40
	0,15 a 0,30	4	SM/A-2-4	18	15	16	13	15,50	
	0,30 a 0,45	5		8	19	12	13	13,00	
	1,00 a 1,15	12		38	96	61	73	67,00	
	1,15 a 1,30	18		39	102	71	70	70,50	
	1,30 a 1,45	19		37	63	45	55	50,00	
2	0,00 a 0,15	3	SM/A-1-b	9	6	6	12	8,25	43,10
	0,15 a 0,30	3	SM/A-2-4	8	6	6	10	7,50	
	0,30 a 0,45	3		9	7	9	8	8,25	
	1,00 a 1,15	13	Rocha decomposta	60	53	85	50	62,00	
	1,15 a 1,30	20		78	74	93	56	75,25	
	1,30 a 1,45	22		64	65	57	70	64,00	
3	0,00 a 0,15	2	SM/A-2-4	7	9	7	8	7,75	60,20
	0,15 a 0,30	3		4	6	7	5	5,50	
	0,30 a 0,45	4		12	9	5	7	8,25	

4.2.5 Campanha 05

A Figura 35 apresenta o perfil de solo encontrado na Campanha 05. A rocha alterada pode ser encontrada em aproximadamente 1,00 m de profundidade nos furos 1 e 3 e apenas em 2,50 m no furo 2. O N máximo ocorreu no furo 3, em 0,45 m com valor de 21 golpes/0,30 m, numa camada de argila arenosa. Na camada inicial deste perfil foi encontrado aterro arenoso com metralha, visto que nesta área existia uma edificação que foi demolida e grande parte de seus destroços ainda se encontravam no local.

Figura 35: Perfil de solo com base nos relatórios de sondagem SPT para a Campanha 05



A Tabela 9 exhibe os resultados numéricos dos ensaios SPT, CPD e LWD para a campanha 05. Em relação à média, o maior valor do índice de penetração encontrado para o CPD foi de 49,00 golpes/0,30 m, que ocorreu em 1,45 m de profundidade do furo 1, numa camada de rocha alterada. Dentre os resultados do LWD, o maior valor do módulo de elasticidade foi de 28,00 MPa, na superfície do furo 3, em uma camada de aterro arenoso com metralha.

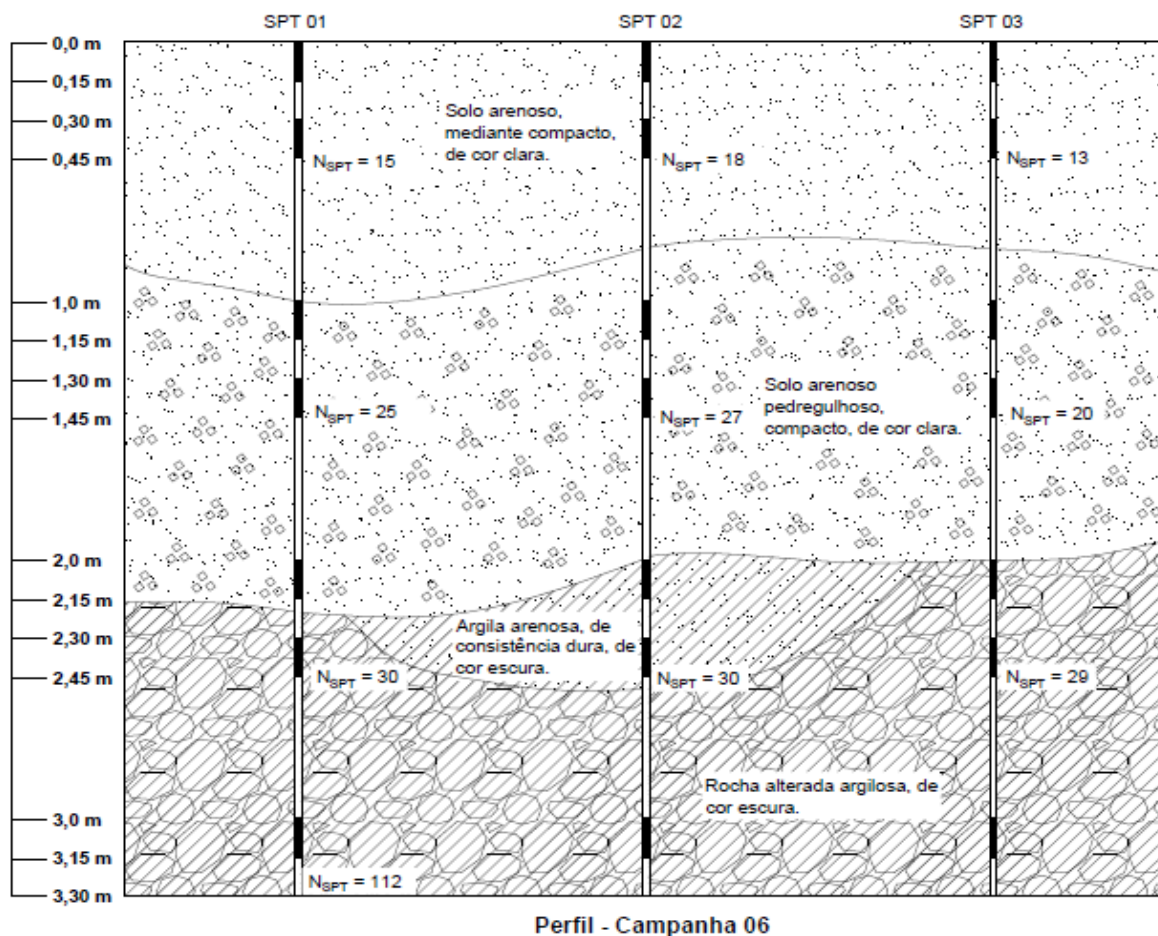
Tabela 9: Resultados SPT e CPD da Campanha 05

Furo	Resultado SPT		Tipo de solo (Laboratório)	Resultados CPD					E [MPa]
	Prof. (m)	Nº de golpes		Nº de golpes (1)	Nº de golpes (2)	Nº de golpes (3)	Nº de golpes (4)	Média de golpes CPD	
1	0,00 a 0,15	5	SM/A-2-4	3	8	5	10	6,50	13,70
	0,15 a 0,30	5		3	9	3	5	5,00	
	0,30 a 0,45	6		4	5	5	3	4,25	
	1,00 a 1,15	3	Rocha decomposta	7	17	6	13	10,75	
	1,15 a 1,30	2		12	15	7	26	15,00	
	1,30 a 1,45	6		56	19	20	41	34,00	
2	0,00 a 0,15	4	SM/A-2-4	10	7	22	20	14,75	8,60
	0,15 a 0,30	4		14	12	33	13	18,00	
	0,30 a 0,45	5		5	11	14	7	9,25	
	1,00 a 1,15	3		6	29	11	6	13,00	
	1,15 a 1,30	3		6	17	10	6	9,75	
	1,30 a 1,45	4		6	10	8	5	7,25	
3	0,00 a 0,15	9	SM/A-2-4	3	5	2	2	3,00	28,00
	0,15 a 0,30	10		5	2	3	4	3,50	
	0,30 a 0,45	11		3	2	2	2	2,25	
	1,00 a 1,15	5	SC/A-2-4	16	19	17	27	19,75	
	1,15 a 1,30	4		18	21	19	22	20,00	
	1,30 a 1,45	10		Rocha decomposta	20	29	37	27	

4.2.6 Campanha 06

A Figura 36 apresenta o perfil de solo encontrado na Campanha 06. A rocha alterada pode ser encontrada em aproximadamente 2,00 m de profundidade. O N máximo ocorreu no furo 1, em 3,45 m com valor de 112 golpes/0,30 m, na camada da rocha alterada. Este perfil é constituído basicamente de solo arenoso, sendo que até 1,00 m de profundidade medianamente compacto e após isto, compacto com presença de pedregulho.

Figura 36: Perfil de solo com base nos relatórios de sondagem SPT para a Campanha 06



A Tabela 10 exibe os resultados numéricos dos ensaios SPT, CPD e LWD para a campanha 06. Em relação à média, o maior índice de penetração encontrado para o CPD foi de 7,00 golpes/0,30 m, que ocorreu em 0,45 m de profundidade do furo 3, numa camada de solo arenoso medianamente compacto. Dentre os resultados do LWD, o maior valor do módulo de elasticidade foi de 20,30 MPa, na superfície do furo 3.

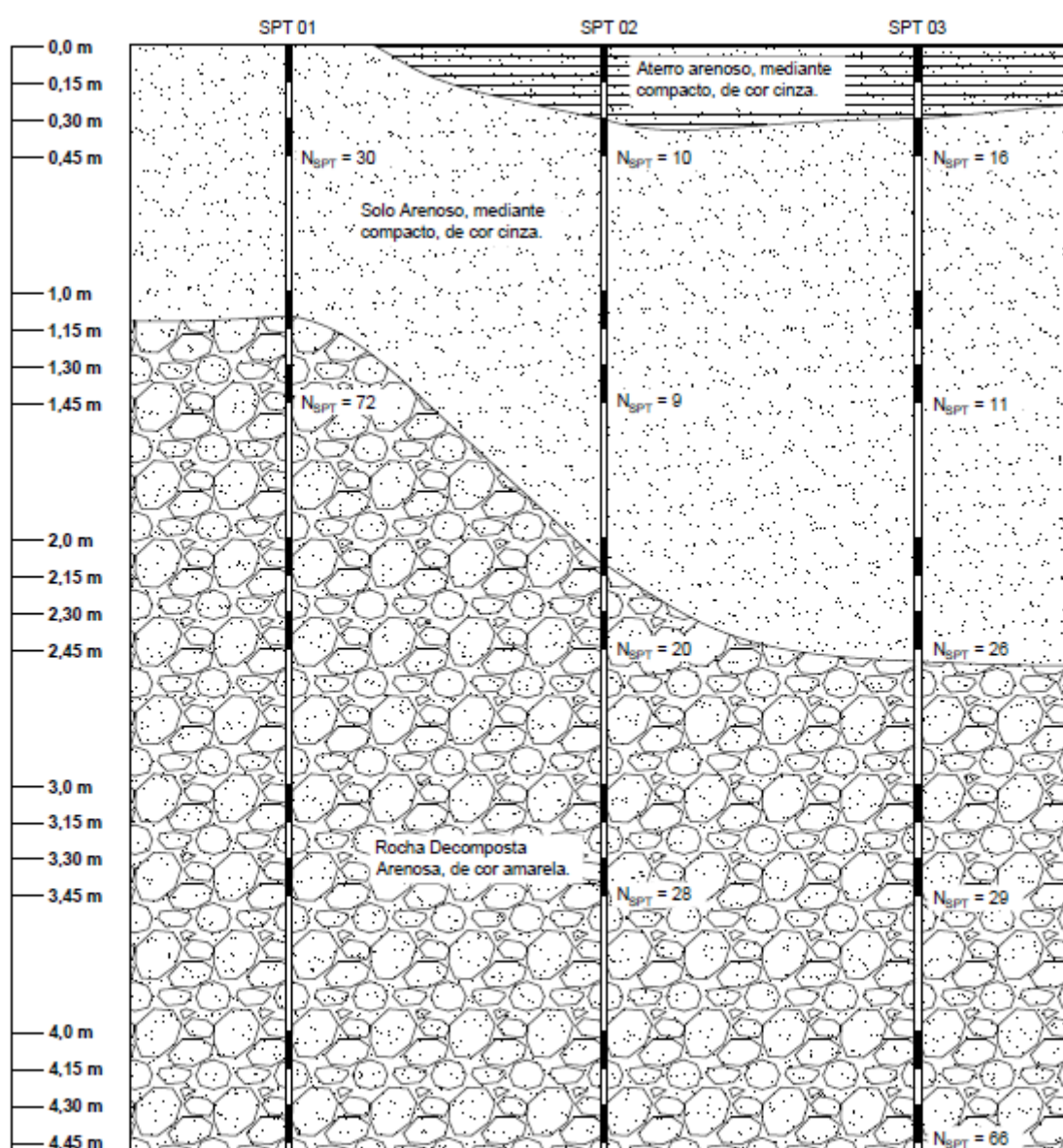
Tabela 10: Resultados SPT e CPD da Campanha 06

Furo	Resultado SPT		Tipo de solo (Laboratório)	Resultados CPD				Média de golpes CPD	E [MPa]
	Prof. (m)	Nº de golpes		Nº de golpes (1)	Nº de golpes (2)	Nº de golpes (3)	Nº de golpes (4)		
1	0,00 a 0,15	4	SP/A-1-b	2	2	2	2	2	18,20
	0,15 a 0,30	7		3	2	2	3	2,50	
	0,30 a 0,45	8		3	2	3	2	2,50	
2	0,00 a 0,15	5	SP-SM/A-1-a	2	5	4	3	3,50	20,10
	0,15 a 0,30	8		3	2	3	2	2,50	
	0,30 a 0,45	10		3	3	3	3	3,00	
3	0,00 a 0,15	4	SP-SM/A-1-b	3	2	3	2	2,50	20,30
	0,15 a 0,30	6		4	6	5	5	5,00	
	0,30 a 0,45	7		2	2	2	2	2,00	

4.2.7 Campanha 07

A Figura 37 apresenta o perfil de solo encontrado na Campanha 07. A rocha decomposta pode ser encontrada em aproximadamente 1,15 m de profundidade no furo 1 e em 2,30 m no furo 3. O N máximo ocorreu no furo 3, em 4,45 m com valor de 66golpes/0,30 m, na camada da rocha decomposta. Este perfil é constituído de uma fina camada de aterro arenoso presente nos furos 2 e 3, e de solo arenoso medianamente compacto logo acima da rocha decomposta.

Figura 37: Perfil de solo com base nos relatórios de sondagem SPT para a Campanha 07



Perfil - Campanha 07

A Tabela 11 exibe os resultados numéricos dos ensaios SPT, CPD e LWD para a campanha 07. Em relação à média, o maior índice de penetração encontrado para o CPD foi de 52,75 golpes/0,30 m, que ocorreu em 0,45 m de profundidade do furo 3, numa camada de solo arenoso medianamente compacto. Dentre os resultados do LWD, o maior valor do módulo de elasticidade foi de 70,20 MPa, na superfície do furo 3.

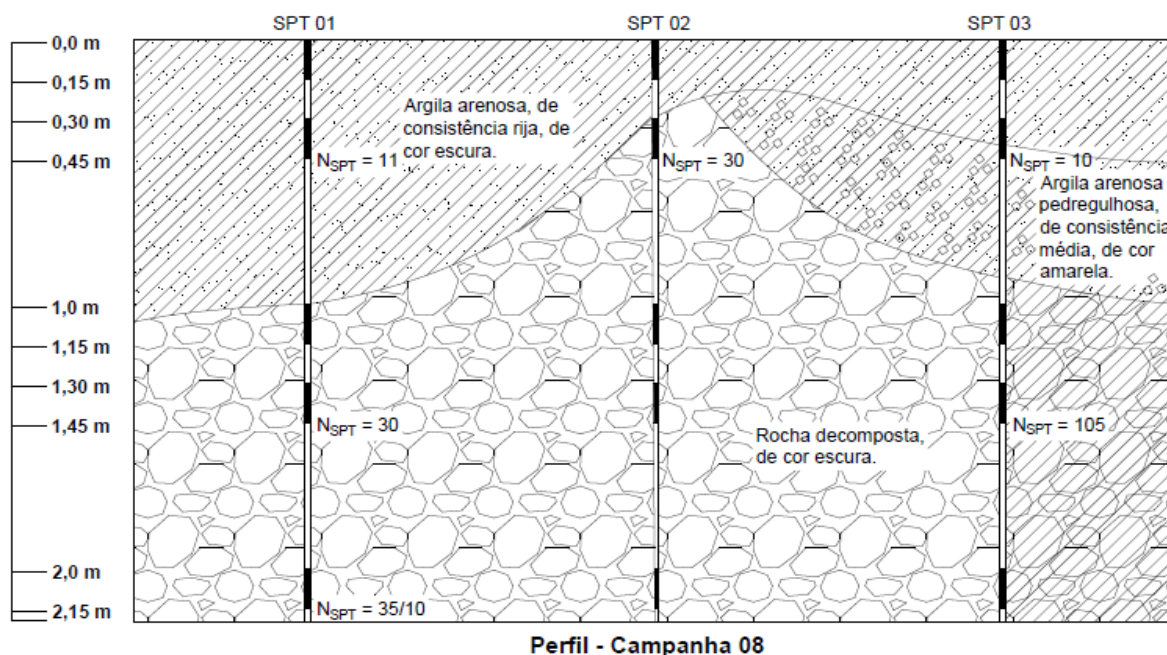
Tabela 11: Resultados SPT e CPD da Campanha 07

Furo	Resultado SPT		Tipo de solo (Laboratório)	Resultados CPD					E [MPa]
	Prof. (m)	Nº de golpes		Nº de golpes (1)	Nº de golpes (2)	Nº de golpes (3)	Nº de golpes (4)	Média de golpes CPD	
1	0,00 a 0,15	7	SM/A-2-4	9	8	15	8	10,00	30,00
	0,15 a 0,30	6		8	7	10	7	8,00	
	0,30 a 0,45	5		8	8	8	7	7,75	
2	0,00 a 0,15	9	SP-SM/A-2-4	16	20	5	12	13,25	50,80
	0,15 a 0,30	6		26	20	22	24	23,00	
	0,30 a 0,45	4		12	8	11	11	10,50	
	1,00 a 1,15	4		7	7	5	7	6,50	
	1,15 a 1,30	4		6	24	5	8	10,75	
	1,30 a 1,45	5		6	17	8	10	10,25	
3	0,00 a 0,15	8	SP-SM/A-2-4	26	16	12	16	17,50	70,20
	0,15 a 0,30	10		31	33	30	36	32,50	
	0,30 a 0,45	6		20	20	18	23	20,25	
	1,00 a 1,15	6		5	9	5	11	7,50	
	1,15 a 1,30	5		4	11	10	14	9,75	
	1,30 a 1,45	6		8	12	13	14	11,75	

4.2.8 Campanha 08

A Figura 38 apresenta o perfil de solo encontrado na Campanha 08. A rocha decomposta pode ser encontrada em aproximadamente 0,30 m de profundidade no furo 2 e em 1,00 m no furo 1. O N máximo ocorreu no furo 3, em 1,45 m com valor de 105 golpes/0,30 m, na camada da rocha decomposta. Este perfil é constituído superficialmente de uma camada de argila arenosa de consistência rija e de argila arenosa pedregulhosa de consistência média em torno do furo 3.

Figura 38: Perfil de solo com base nos relatórios de sondagem SPT para a Campanha 08



A Tabela 12 exibe os resultados numéricos dos ensaios SPT, CPD e LWD para a campanha 08. Em relação à média, o maior índice de penetração encontrado para o CPD foi de 45,00 golpes/0,30 m, que ocorreu em 0,45 m de profundidade do furo 2, numa camada de rocha decomposta. Dentre os resultados do LWD, o maior valor do módulo de elasticidade foi de 52,30 MPa, na superfície do furo 1, mas os valores encontrados para os furos 2 e 3 são bem próximos deste, sendo de 51,60 MPa e 51,00 MPa, respectivamente.

Tabela 12: Resultados SPT e CPD da Campanha 08

Furo	Resultado SPT		Tipo de solo (Laboratório)	Resultados CPD					E [MPa]
	Prof. (m)	Nº de golpes		Nº de golpes (1)	Nº de golpes (2)	Nº de golpes (3)	Nº de golpes (4)	Média de golpes CPD	
1	0,00 a 0,15	5	SM/A-2-4	7	8	8	9	8,00	52,30
	0,15 a 0,30	5		8	9	9	10	9,00	
	0,30 a 0,45	6		7	28	4	9	12,00	
2	0,00 a 0,15	3	SM/A-2-4	8	7	9	8	8,00	51,60
	0,15 a 0,30	8		19	12	19	10	15,00	
	0,30 a 0,45	22		34	24	26	36	30,00	
3	0,00 a 0,15	2	SC/A-2-6	4	2	3	2	2,75	51,00
	0,15 a 0,30	5		11	10	9	10	10,00	
	0,30 a 0,45	5		12	13	11	12	12,00	

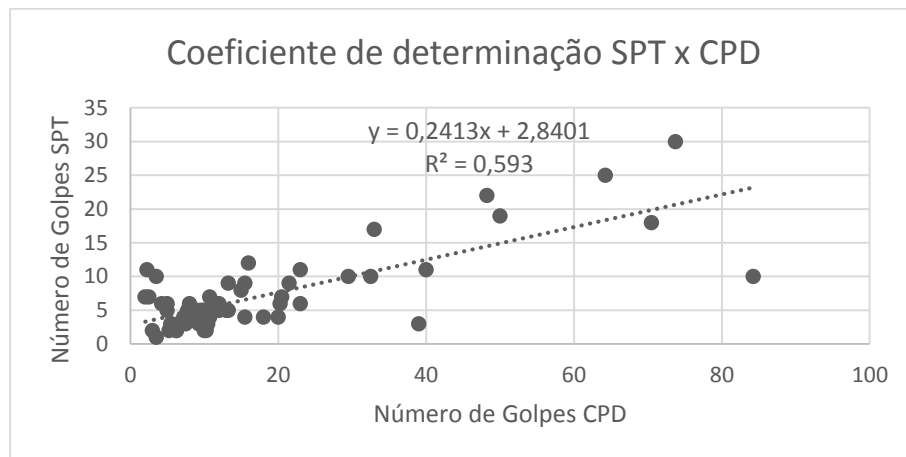
Após observar os perfis de solo a partir dos dados de relatório do ensaio SPT e a classificação pelos métodos SUCS e HRB das amostra retiradas nas sondagens, percebe-se que muitas vezes não ocorre equivalência das informações, como por exemplo na Campanha 01, que um solo dito “argila arenosa com rocha decomposta” foi classificado como SM (areia siltosa); na Campanha 03, onde a classificação tátil visual do solo foi de argila arenosa e em laboratório o material foi tido como SM (areia siltosa), entre outros exemplos. Tal constatação evidencia a necessidade de estudos complementares em laboratório para que se tenha uma coerente classificação dos materiais encontrados, já que em campo, a classificação depende diretamente da experiência e atenção do executores do ensaio.

4.3 Correlações SPT e CPD

A partir dos dados coletados nas campanhas, que já foram apresentados em tópicos anteriores, pôde-se estabelecer correlações entre os ensaios SPT e CPD. Resultados de $R^2 \geq 0,70$ serão considerados satisfatórios, pois no mínimo 70% da variável dependente será explicada pelo modelo encontrado. Para tal análise estatística, foi desconsiderado o número de golpes de ambos os ensaios nas cotas de 0,00 a 0,15 m e de 1,00 a 1,15 m, pois é sabido que nos primeiros 0,15 m do ensaio SPT, existe a interferência do amolgamento do solo devido a penetração do amostrador padrão.

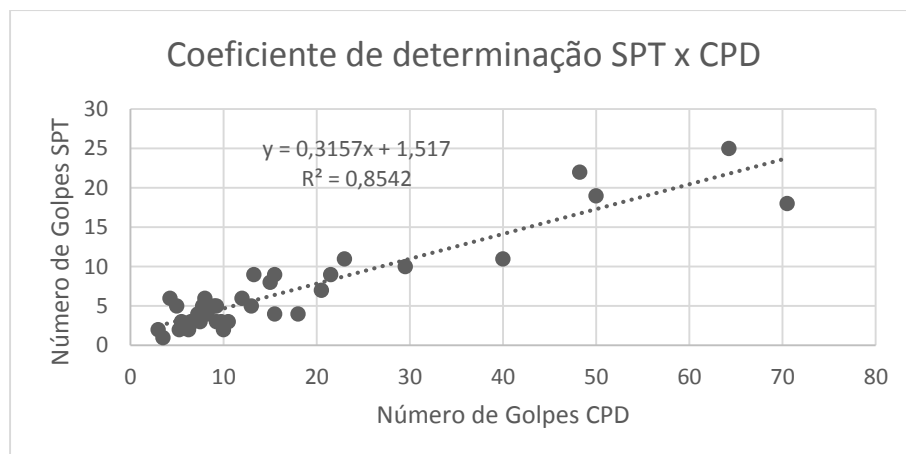
A Figura 39 apresenta o resultado da correlação de todos os dados SPT e CPD obtidos nas campanhas realizadas durante esta pesquisa. O valor do coeficiente de determinação (R^2), assim como o modelo estatístico que representa estes dados está explícito no próprio gráfico. O R^2 é uma das formas de avaliar a qualidade do modelo e indica o quanto ele é capaz de explicar os dados em questão. Para obtenção deste modelo foi considerado uma linha de tendência linear e ele explica apenas 59,30% da dependência das variáveis.

Figura 39: Modelo estatístico com linha de tendência linear para todos os dados coletados



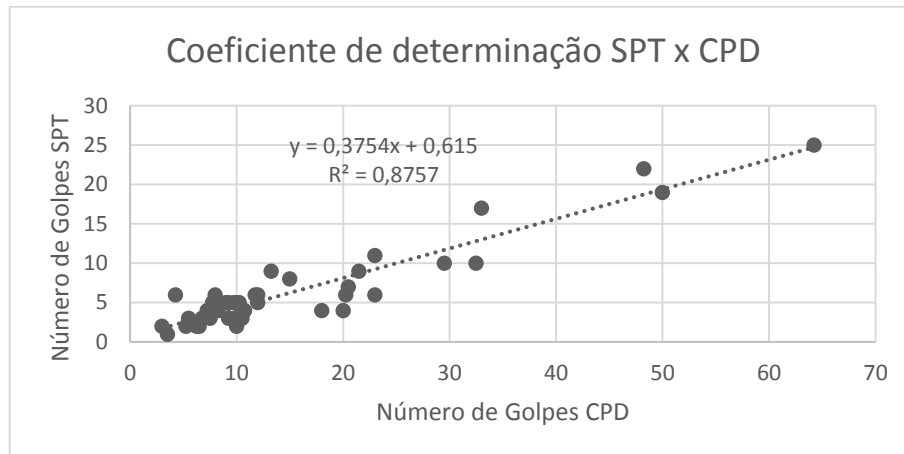
Para o caso de estudar a correlação existente entre o SPT e o CPD com base na classificação SUCS, foram selecionados os dados do tipo de solo que apresentou maior incidência durante a pesquisa. A Figura 40 apresenta o resultado da correlação, com linha de tendência linear, destes parâmetros para solos classificados como SM (areia siltosa). É visto que o valor de R^2 foi de 0,85, sendo assim, o modelo encontrado é satisfatório.

Figura 40: Modelo estatístico com linha de tendência linear para solos SM



A Figura 41 apresenta a correlação SPT x CPD, com linha de tendência linear, para solos do tipo A-2-4, segundo a classificação HRB. A correlação apresentou resultado satisfatório, conforme mostra o valor de R^2 , pois com este modelo matemático a variável dependente é 87,57% explicada pelo seu regressor.

Figura 41: Modelo estatístico com linha de tendência linear para solos A-2-4



Com os resultados mostrados na Figura 39, é visto que não é viável utilizar o modelo matemático encontrado considerando todos os tipos de solo, pois R^2 foi inferior ao considerado satisfatório (0,70). Já para solos SM, segundo a classificação SUCS, e solos A-2-4, segundo a classificação HRB, foram encontradas boas correlações, pois ambos modelos justificam em mais de 85% as variáveis em questão. Estas conclusões implicam que ao realizar investigações geotécnicas com o CPD para determinar o índice de resistência a penetração dos solos, é necessário o conhecimento prévio sobre os tipos de solo a serem encontrados no perfil para que o uso deste equipamento seja tecnicamente viável.

4.4 Correlações SPT e LWD

Conforme citado no Capítulo 2, existem modelos matemáticos que correlacionam os valores do ensaio SPT com diversos parâmetros do solo. Neste tópico, os valores do módulo de elasticidade obtidos com o ensaio LWD foram substituídos nas equações de Décourt (1995) e Teixeira & Godoy (1996), com objetivo de encontrar o valor de N.

Os resultados do cálculo do N através do modelo matemático proposto por Décourt (eq. 12) está na Tabela 13. É visto que os resultados encontrados para as Campanhas 05 e 06 não foram satisfatórios, já que todos os valores encontrados para N, são inferiores em até 81,08% do valor obtido com o ensaio SPT.

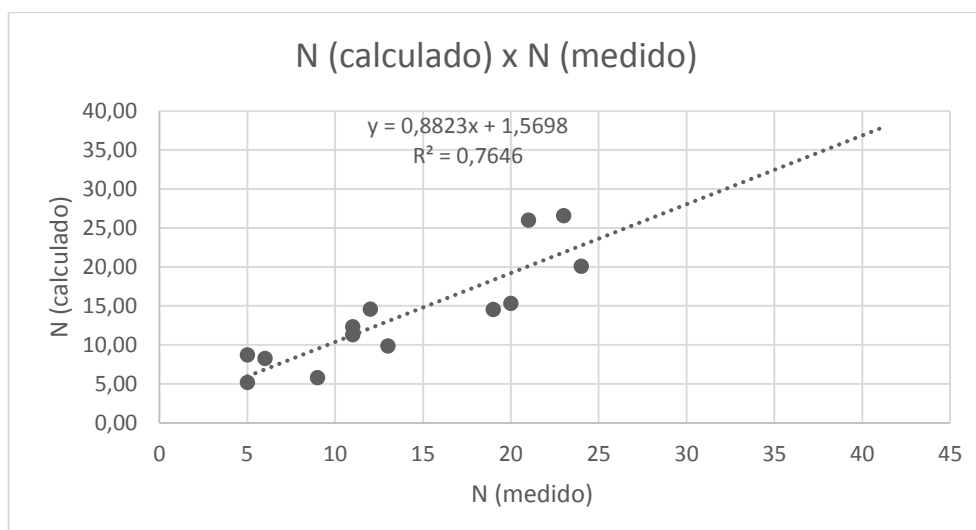
Partindo da premissa que as Campanhas 05 e 06 não geraram os resultados esperados por interferência de fatores externos, (presença de lixo e resíduos de construção na Campanha 05 e saturação do solo na Campanha 06) elas foram desconsideradas para a obtenção da correlação entre o

N calculado com base no módulo de elasticidade do LWD e o N obtido com o ensaio SPT na profundidade de 0,00 a 0,45 m. Sendo assim, a Figura 42 representa o modelos estatístico e o valor de R² encontrado para correlação proposta com os dados das Campanhas 01, 02, 03, 04, 07 e 08.

Tabela 13: Cálculo de N através dos resultados LWD pela equação de Décourt (1995)

Campanha	Furo	ELWD [MN/m ²]	Tipo de solo	N calculado	N medido (de 0,00 a 0,45 m)
1	1	91,00	SM	26,00	21
	2	18,10	SM	5,17	5
	3	30,50	SM	8,71	5
2	1	28,80	SM	8,23	6
	2	20,20	SM	5,77	9
3	1	72,70	SM	20,77	41
	2	93,00	SM	26,57	23
	3	39,50	SM	11,29	11
	4	53,60	SC	15,31	20
4	1	34,40	SM	9,83	13
	2	43,10	SM	12,31	11
	3	60,20	SM	17,20	9
5	1	13,70	SM	3,91	16
	2	8,60	SM	2,46	13
	3	28,00	SM	8,00	30
6	1	18,20	SP	5,20	19
	2	20,10	SP-SM	5,74	23
	3	20,30	SP-SM	5,80	17
7	1	30,00	SM	8,57	18
	2	50,80	SP-SM	14,51	19
	3	70,20	SP-SM	20,06	24
8	1	52,30	SM	14,94	16
	2	51,60	SM	14,74	33
	3	51,00	SC	14,57	12

Figura 42: Correlação de N_{LWD} x N_{SPT} com dados obtidos pela equação de Décourt (1995)

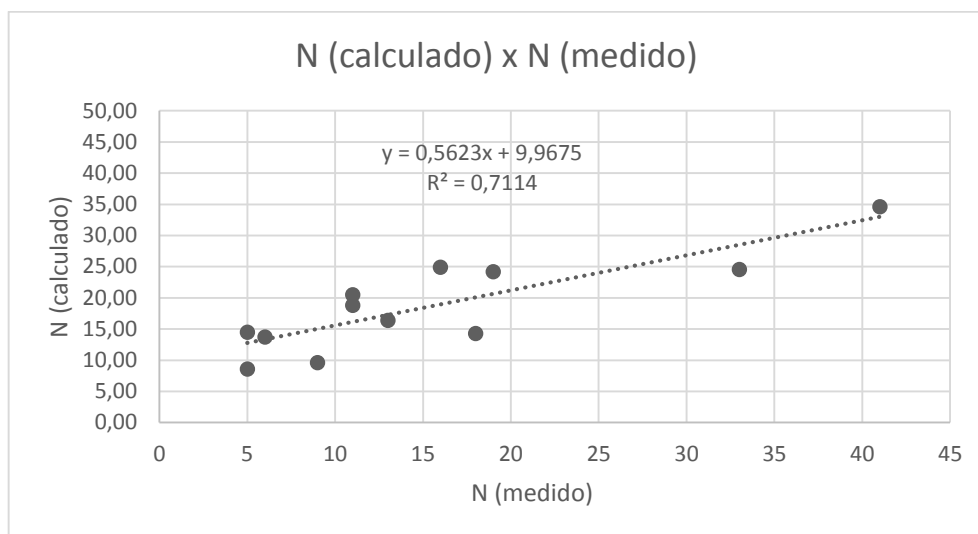


O mesmo procedimento descrito acima foi adotado para equação de Teixeira & Godoy. A Tabela 14 apresenta os resultados calculados para N, com base na equação 15 e a Figura 43 a correlação entre os valores de N calculados e os obtidos com o ensaio SPT para solos SM (areia siltosa).

Tabela 14: Cálculo de N através dos resultados LWD pela equação de Teixeira & Godoy (1996)

Campanha	Furo	ELWD [MN/m ²]	Tipo de solo	N calculado	N medido (de 0,00 a 0,45 m)
1	1	91	SM	43,33	21
	2	18,1	SM	8,62	5
	3	30,5	SM	14,52	5
2	1	28,8	SM	13,71	6
	2	20,2	SM	9,62	9
3	1	72,7	SM	34,62	41
	2	93	SM	44,29	23
	3	39,5	SM	18,81	11
	4	53,6	SC	32,48	20
4	1	34,4	SM	16,38	13
	2	43,1	SM	20,52	11
	3	60,2	SM	28,67	9
5	1	13,7	SM	6,52	16
	2	8,6	SM	4,10	13
	3	28	SM	13,33	30
6	1	18,2	SP	6,74	19
	2	20,1	SP-SM	9,57	23
	3	20,3	SP-SM	9,67	17
7	1	30	SM	14,29	18
	2	50,8	SP-SM	24,19	19
	3	70,2	SP-SM	33,43	24
8	1	52,3	SM	24,90	16
	2	51,6	SM	24,57	33
	3	51	SC	30,91	12

Figura 43: Correlação de N_{LWD} x N_{SPT} para solos SM, com dados obtidos pela equação de Teixeira & Godoy (1996)



A partir dos resultados apresentados neste item, conclui-se que a equação de Décourt (1995) resultou melhores correlações para o cálculo do N, pois neste caso a correlação entre os valores do $N_{calculado}$ e do N_{medido} foi de 76,46%. Para a equação de Teixeira e Godoy (1996), a correlação foi de 71,14% para areias siltosas. Muito provavelmente, tais correlações não apresentaram valores maiores porque o alcance da bacia de deflexão do LWD chega a 0,60 m de profundidade, e os resultados coletados nas campanhas para o ensaio SPT na superfície do perfil limitam-se apenas aos 0,45 m iniciais. Também é vista a necessidade de testar estas mesmas equações para outros tipos de solo, o que não foi possível nesta pesquisa pois praticamente todas as amostras coletadas tratavam-se de areias.

4.5 Viabilidade econômica do uso do CPD e LWD em alternativa ao SPT

Este tópico aborda uma breve comparação de custos estimados para execução os ensaios de SPT, CPD e LWD e aquisição de tais equipamentos. A Tabela 15 apresenta os valores médios para aquisição de cada um dos equipamentos, com base em valores cotados em maio de 2015, assim como a estimativa do custo com a mão-de-obra necessária para operação destes.

Tabela 15: Custos de aquisição e execução dos ensaios SPT, CPD e LWD

Equipamento	Valor de aquisição (R\$)	Nº de operadores	Quantidade de técnicos	Custo mensal com mão-de-obra, sem encargos (R\$)	Tempo aproximado de execução por furo até 2,50 m (h)	Realização de campanhas por mês
SPT	39.900,00	3	1	3.152,00	2,00	20
CPD	4.500,00	1	0	788,00	2,50	20
LWD	45.000,00	1	0	788,00	0,15	160

Inicialmente, pode-se observar que o maior custo de aquisição é para o LWD, tendo 1,13 vezes o valor do SPT e 10 vezes o do CPD.

Em relação ao número de operadores necessários para execução dos ensaios, percebe-se que o SPT demanda de mais mão de obra, uma vez que é necessário um técnico em solos para contabilizar o número de golpes e realizar a caracterização tátil visual do material e dois operadores para içar a massa de 65 kg, a uma altura de 0,75 m. Já o CPD e o LWD demandam de apenas um profissional, pois a massa que será elevada é de 8kg e 10kg, respectivamente. Além disso, uma outra vantagem do LWD é que os resultados são gerados automaticamente através de um dispositivo receptor de dados e caso haja um erro na medição, o próprio equipamento solicitará a repetição do procedimento de ensaio.

Com base no número de operadores necessários, estimou-se na coluna 5, da Tabela 15 o valor mensal que será destinado a mão de obra para executar os ensaios em questão. É visto que estes valores são referidos apenas ao montante pago ao empregado, já que os encargos sociais (férias, 13º salário, FGTS, INSS, entre outros) dependem de vários fatores como por exemplo o regime de trabalho (horista ou mensalista), se a empresa é ou não optante do Simples Nacional, médias de incidência de aviso prévio, auxílio afastamento por doença ou acidente. Desta forma, o custo com mão de obra para o SPT é quatro vezes maior que para os outros equipamentos, considerando que um técnico receba dois salários mínimos e os demais funcionários, um salário mínimo, cada um.

A coluna 6 da Tabela 15 apresenta a média de tempo necessário par executar cada ensaio durante esta pesquisa. Com base neste valor, considerando uma grande demanda de ensaios, um custo fixo de transporte de R\$ 100,00 para zona urbana, em um mês com vinte dias úteis, o ensaio SPT teria um custo de R\$ 2.252,60, o CPD R\$ 364,40 e o LWD R\$ 386,17 por campanha. Para tal cálculo foi utilizado a soma do valor do equipamento, da mão-de-obra e do transporte, divididos pelo números de

campanhas que seria possível realizar em um mês. Com isto conclui-se que o uso dos equipamentos propostos nesta pesquisa também é viável economicamente em alternativa ao SPT.

5.0 CONCLUSÕES

Após a realização de 8 campanhas dos ensaios in situ SPT, CPD e LWD e caracterização das amostras em laboratório, pode-se destacar as seguintes conclusões principais, separadas por categoria:

- **Em relação aos ensaios de laboratório**

Realizou-se a caracterização completa das amostras de solo e constatou-se que aproximadamente 70% delas foram de areia siltosa, ou seja, classe A-2-4 pelo HRB e SM pela SUCS.

- **Em relação à correlação entre o CPD e o SPT**

Ao considerar os dados de todas as amostras de solo, viu-se que a correlação, com linha de tendência linear, entre o CPD e o SPT foi de 59,30%, mas quando foi considerado apenas os valores para solos classificados como areia siltosa (SM, pelo sistema SUCS e A-2-4 pelo sistema HRB) este valor foi mais significativo, sendo de aproximadamente 85,00%. Portanto, pode-se afirmar que é necessário o conhecimento prévio do perfil de solo a ser estudado para que a utilização do CPD seja tecnicamente viável.

- **Em relação à correlação do N_{medido} e do $N_{calculado}$**

Com os resultados das correlações entre o módulo de elasticidade obtido com o LWD e o índice de resistência a penetração dinâmica calculado através das equações de Décourt (1995) e Teixeira & Godoy (1996), percebeu-se que ambos geram bons resultados ($R^2 > 0,70$) e que estes poderiam ter sido ainda maiores no caso de se terem dados de SPT até 0,60 m de profundidade, pois este é o alcance da bacia de deflexão do LWD para o modelo do equipamento trabalhado, e os dados de resistência a penetração dinâmica dos solos foram coletados apenas até 0,45 m.

- **Em relação à viabilidade econômica do uso do CPD e do LWD**

Além da viabilidade técnica do uso do CPD e LWD em alternativa ao SPT para solos granulares viu-se que eles também são viáveis economicamente, uma vez que o custo com recursos humanos é menor e que no caso do CPD o equipamento possui valor de aquisição, aproximadamente, nove vezes

menor que o SPT. No caso do LWD que custa 1,13 vezes o valor do SPT sua viabilidade está ligada ao tempo necessário para realização do ensaio, proporcionando a execução de aproximadamente oito campanhas para cada uma do SPT.

- **Considerações finais**

É importante salientar que apesar destes equipamentos (CPD e LWD) apresentarem bons resultados quando comparados ao SPT, eles possuem limitações. O CPD, por ser esbelto (hastes com 20 mm de diâmetro) apresenta o risco do rompimento destas hastes, inclusive, nesta pesquisa, necessitou-se de três reposições delas. O LWD (modelo ZFG 3000 GPS) não é apropriado para ensaios com mais de 1,60 m de profundidade, pois seu alcance é de apenas 0,60 m e caso queira resultados para maiores profundidades será necessário abrir cavas com diâmetro de pelo menos 0,70 m para acomodação do equipamento e do operador. Além dos fatos acima mencionados, nem o CPD nem o LWD permitem a coleta de amostras de solo.

5.1 Sugestões para próximas pesquisas

- Correlacionar os valores do índice de resistência a penetração dinâmica obtidos com o SPT até a profundidade de 0,60 m com os calculados a partir do módulo de elasticidade gerado pelo LWD.
- Adequar as dimensões e materiais do CPD a fim de utilizá-lo para investigações geotécnicas em projetos de fundações rasas.
- Correlacionar os resultados do CPD e do LWD com do SPT para solos finos.
- Testar os ensaios aqui discutidos em areia puras, com condições controladas.

REFERÊNCIAS

ALMEIDA, G. C. P. de, Caracterização física e classificação dos solos. Notas de aula. Universidade Federal de Juíz de Fora – Departamento de Transportes, 2005. Disponível em: file:///C:/Users/Stephanny/Downloads/APOSTILA_SOLOS.PDF.

AMINI, F. Potential Applications of Dynamic and Static Cone Penetrometer in Pavement Design and Construction. Final Report. Department of Civil Engineering Jackson Estate University in cooperation with Mississippi Department of Transportation and the U.S. Department of Transportation Federal Highway Administration 2003. Disponível em: <http://www.mdot.state.ms.us/research/pdf/dyndonpn.pdf>.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT. MB 3406. Solo – Ensaio de penetração de cone *in situ* – CPT. Método de ensaio. 1991.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT. NBR 6122. Projetos e Execução de Fundações. 2010.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT. NBR 6459. Determinação do limite de liquidez. 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT. NBR 6484. Solo - Sondagem de Simples Reconhecimento com SPT – Método de Ensaio. 2001.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT. NBR 7180. Determinação do limite de plasticidade. 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT. NBR 7181. Análise granulométrica por sedimentação e por peneiramento. 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT. NBR 7181. Grãos de solos que passam na peneira 4,8 mm – Determinação da massa específica. 1984.

ASTM D-6951/03 – Standard Test Method for Use of the Dynamic Cone Penetrometer in Shallow Pavement Applications. ASTM International, 2003.

BELINCANTA, A.; CINTRA, J.C.A. Fatores intervenientes em variantes do método ABNT para Execução do SPT. Revista Solos e Rochas. ABMS, vol. 21, n.3. 1998

BELINCANTA, A; PEIXOTO, A. S.P; MIGUEL, M.G. Sondagem de simples reconhecimento com SPT e torque. Editora da Universidade Estadual de Maringá (Eduem), Coleção Fundamentum, n. 63, 64 p. 2010.

CARDOSO, A. B.; TRICHÊS, G. Avaliação da Capacidade de Suporte de Aterros e Subleito de Rodovias Utilizando o Penetrômetro Dinâmico de Cone. XI COBRAMSEG, Vol.1, pp.649 – 856, 1998.

CAVALCANTE, E.H.; BEZERRA, R.L. Ensaio de campo. In: GUSMÃO, A.D.; GUSMÃO FILHO, J.A.; OLIVEIRA, J.T.R.; MAIA, G.B. (Org.). Geotecnia no Nordeste. Recife: UFPE, 2005. p. 84-109.

Companhia Ambiental do Estado de São Paulo – CETESB (1999). Disponível em: http://www.cetesb.sp.gov.br/solo/areas_contaminadas/anexos/download/6200.pdf

CONSTANCIO, L. A. Capacidade de carga de um modelo de fundação superficial em solo arenoso fofo com reforço de geotêxtil. Dissertação para obtenção do grau de Mestre. Universidade Estadual de Campinas. 2010.

COUTINHO, R.Q. Investigação geotécnica de campo e avanços para a prática. Proc. XIV Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica. Búzios, pp. 201-230, 2008.

DAS, B. M., Fundamentos de engenharia geotécnica. Ed. Thomson Learning, 6ª edição, São Paulo, 2007.

DÉCOURT. L., (1995) Investigações Geotécnicas. In: HACHICH, W., FALCONI, F. F., SAES. J. L., FROTA, R. G. Q., CARVALHO, C. S., NIYMA, S. (Eds). Fundações: Teoria e Prática. São Paulo: PINI, p 119 – 162, 1998.

FLEMING, P. R., FROST, M. W., ROGERS, C. A Comparison of Devices for Measuring Stiffness In-situ, Proceedings of the Unbound Aggregates in Road Construction—UNBAR 5, CRC Press (Taylor & Francis Group), New York, NY, pp. 193–200, 2000.

FORTUNATO, E.M.C. Renovação de Plataformas Ferroviárias – Estudos relativos à Capacidade de carga. Tese para obtenção do grau de Doutor. Universidade do Porto, Faculdade de Engenharia. 2005.

GOVIND, K.K. Caracterização Estrutural de Infra-estrutura de Transporte Através de Métodos de Auscultação Não Destrutivos. Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil na Área de Especialização de Vias de Comunicação e Transportes. Instituto Superior de Engenharia de Lisboa. 2010.

GUEDES, S.B. Estudo da Viabilidade Técnica do Cone de Penetração Dinâmica (CPD), do Cone de Penetração Estática (CPE) e do Penetrômetro Panda no Dimensionamento de Pavimentos Urbanos. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil e Ambiental) – Universidade Federal de Campina Grande, Centro de Tecnologia e Recursos Naturais, Departamento de Engenharia Civil. Campina Grande, 2008.

HACHICH, W., FALCONI, F. F., SAES, J. L. et al. Fundações: teoria e prática. 2 ed., Pini, São Paulo, 1998.

HERRICK, J.E.; JONES, T.L. A dynamic cone penetrometer for measuring soil penetration resistance. Soil Science Society of America Journal, Madison, v.66, n.4, p.1320-4, 2002.

HVORSLEV, M.J. Sampling Methods and Requirements. Subsurface Exploration and Sampling of Soils for Civil Engineering Purpose. 1 ed., Chapter 4, Vicksburg, Mississippi, USA, Waterways Experiment Station. 1949.

JOPPERT JUNIOR, Ivan. Fundações e contenções de edifícios: qualidade total na gestão do projeto e execução. São Paulo: PINI, 2007.

Laboratório Nacional de Engenharia Civil de Lisboa – Portugal (2015) – Disponível em: http://www.lnec.pt/organizacao/dg/ngea/ensaios_sismicos.

LUKIANCHUKI, J. A., Interpretação de resultados do ensaio SPT com base em instrumentação dinâmica. Tese (Doutorado em Ciências) – Universidade de São Paulo, Departamento de Geotecnia, São Carlos, 2012.

MACIEL FILHO, C. L., Introdução à Geologia de Engenharia. Editora UFSM, Santa Maria – RS; Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais, Brasília – DF, 284 p., 1997.

MARINHO, C. A. S., Estudos Geológicos Geotécnicos do AHE Simplício. Universidade Federal de Rural do Rio de Janeiro, Seropédica, 2007.

MELO FILHO, H.B. de M., Aplicação do Cone de Penetração Dinâmica (CPD) como Alternativa para Fundações Rasas. 100p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Campina Grande, Centro de Ciências e Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil. Campina Grande, 2007.

MEYERHOF, G.G., Shallow foundations. J. Soil Mech. Div., Am. Soc. Civil Eng., 1965.

MEYERHOF, G.G., Some Recent Research on the Bearing Capacity of Foundation, Canadian Geotechnical Journal, Vol 1, Bitech Publishers, Vancouver, B.C., Canada, 1963.

MITCHELL, J. K.; GARDNER, W. S., In situ measurement of volume change characteristics, SOA paper to session IV, Proc. ASCE Conf, on In Situ Measurement of Soil Properties, Raleigh, N.C.; Vol. II, p. 279-346, 1975.

OLIVEIRA, A. M. S. e BRITO, S. N. A. Geologia de Engenharia, 1ª ed: São Paulo, Oficina de Textos, 1998.

PALACIOS, A. Theory and Measurements of Energy Transfer During Standard Penetration Test Sampling. 1997. Tese de Pós-Doutorado. University of Florida, Gainesville, USA. 1977.

PEIXOTO, A. S. P. Estudo do ensaio SPT-T e sua aplicação na prática de engenharia de fundações. Tese de Doutorado – Universidade Estadual de Campinas/ Faculdade de Engenharia Agrícola (UNICAMP/FEAGRI), 468 p. Campinas – SP, 2001.

- PINTO, C. de S., Curso Básico de Mecânica dos Solos. 3ª Edição. São Paulo. Oficina de Textos, 2006.
- PRANDTL, L. Über die Eindringungsfestigkeit (Härte) plastischer Baustoffe und die Festigkeit von Schneiden. Zeit. angew. Math. Mech. 1, 15-20, 1921.
- PREUSSLER, L. A. Contribuição ao estudo da deformabilidade de camadas de pavimento. Dissertação - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. 80 p. São Paulo, 2007.
- QUARESMA, A. R.; DÉCOURT, L.; QUARESMA FILHO, A. R.; ALMEIDA, M. S. S.; DANZIGER, F. Investigações geotécnicas. In: HACHICH, W.; FALCONI, F.F.; SAES, J.L.; FROTA, R.G.Q.; CARVALHO, C.S.; NIYAMA, S. (Org.). Fundações: teoria e prática. 2.ed. São Paulo: Pini, 1998. p. 119-162.
- RANZINI, S. M. T., Solos e rochas, ABMS, São Paulo, v. 11, n. único, p. 29-30, 1988.
- SCHNAID, F., Ensaio de Campo e Suas Aplicações à engenharia de fundações. Oficina de textos. São Paulo. 2000.
- SILVA JÚNIOR, F.A. da, Cone de Penetração Dinâmica (DCP): Uma Alternativa ao Dimensionamento de Pavimentos Urbanos. 109p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Campina Grande, Centro de Ciências e Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil. Campina Grande, 2005.
- SKEMPTON, A. W., (1986) Investigações Geotécnicas. In: HACHICH, W., FALCONI, F. F., SAES. J. L., FROTA, R. G. Q., CARVALHO, C. S., NIYMA, S. (Eds). Fundações: Teoria e Prática. São Paulo: PINI, p 119 – 162, 1998.
- SOUZA, F., Análise comparativa entre fundação rasa e estaca raiz para um mesmo perfil geotécnico. Universidade do Extremo Sul Catarinense, Criciúma, 2010.
- SOUZA, F. W. C. de, Avaliação do penetrômetro manual na previsão da capacidade de carga de fundações superficiais em solos arenosos. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Campina Grande, Centro de Ciências e Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil. Campina Grande, 2007.

SOUZA, J. M. S. de, A influência da compactação das areias nas correlações entre os ensaios de Cone e o SPT. Dissertação (Mestrado) - Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Faculdade de Engenharia. Rio de Janeiro, 2009.

SOUZA, L. A. P., et al. Associação Brasileira de Geologia de Engenharia. ABGE. São Paulo: Oficina de Textos, p. 163 – 196, 1998.

STEINERT, B. C. Portable Falling Weight Deflectometers for Tracking Seasonal Stiffness Variations in Asphalt Surfaced Roads In: TRB 2006 Annual Meeting, USA.

STROUD, M. A., (1988) Investigações Geotécnicas. In: HACHICH, W., FALCONI, F. F., SAES. J. L., FROTA, R. G. Q., CARVALHO, C. S., NIYMA, S. (Eds). Fundações: Teoria e Prática. São Paulo: PINI, p 119 – 162, 1998.

STROUD, M.A. and BUTLER, F.G. The standard penetration test and the engineering properties of glacial materials, Conf. on the engineering behaviour of glacial materials, Univ. of Birmingham. pp. 124-135. U.K. 1975.

TEIXEIRA. A. H., GODOY, N. S.(1996), Análise, projeto e execução de fundações rasas. In: HACHICH, W., FALCONI, F. F., SAES. J. L., FROTA, R. G. Q., CARVALHO, C. S., NIYMA, S. (Eds). Fundações: Teoria e Prática. São Paulo: PINI, p 227 – 264, 1998.

TERZAGHI, K. "Theoretical Soil Mechanics". John Wiley and Sons, Inc., New York, 1943.

TERZAGHI, K. Erdbaumechanik auf bodenphysikalischer grundlage. Wien: Franz Deuticke, 1925.

TERZAGHI, K. PECK, R. B., "Soil Mechanics in Engineering Practice". John Wiley and Sons, Inc., New York, 1967.

VARGAS, M. Associação Brasileira De Geologia De Engenharia e Ambiental. Evolução das Investigações geológicas: Os solos da cidade de São Paulo: Histórico das pesquisas. São Paulo, 2002. 152 p.

ANEXO I

(Relatórios de sondagens SPT)

Campanha 01



PERFIL DE SONDAGEM A PERCUSSÃO (SPT)

Obra: Construção de Cemiterio e Crematorio

Local: Sitio Lucas - Distrito de Catole de Boa Vista - Campina Grande - PB

Interessado: Paraiba Plano de Assistência Familiar LTDA EPP

FURO DE SONDAGEM Nº : SP 01

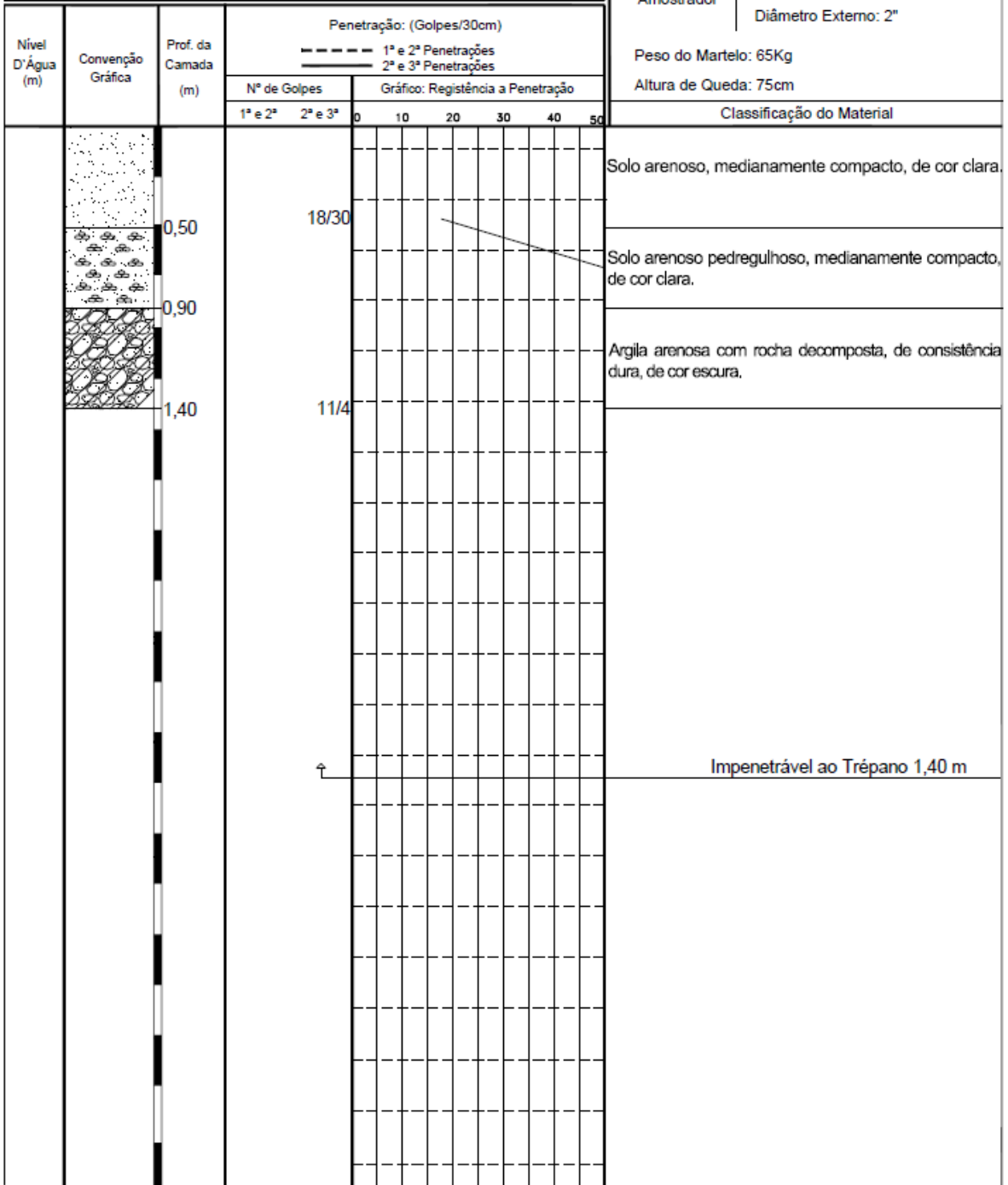
Revestimento: Diâmetro Interno: 2 1/2"

Amostrador | Diâmetro Interno: 1 3/8"
| Diâmetro Externo: 2"

Peso do Martelo: 65Kg

Altura de Queda: 75cm

Classificação do Material



Solo arenoso, medianamente compacto, de cor clara.

Solo arenoso pedregulhoso, medianamente compacto, de cor clara.

Argila arenosa com rocha decomposta, de consistência dura, de cor escura.

Impenetrável ao Trépano 1,40 m

Nível de Água = Não Existente

Desenhista: Leonardo

Início:

Observação:

Término:

Cota = Nível Natural do Terreno

Escala:

Engº Responsável:

Data: 28/10/2014



PERFIL DE SONDAGEM A PERCUSSÃO (SPT)

Obra: Construção de Cemeterio e Crematorio

FURO DE SONDAGEM Nº : SP 02

Local: Sitio Lucas - Distrito de Catole de Boa Vista - Campina Grande - PB

Revestimento: Diâmetro Interno: 2 1/2"

Interessado: Paraíba Plano de Assistência Familiar LTDA EPP

Amostrador | Diâmetro Interno: 1 3/8"
| Diâmetro Externo: 2"

Peso do Martelo: 65Kg

Altura de Queda: 75cm

Nível D'Água (m)	Convenção Gráfica	Prof. da Camada (m)	Penetração: (Golpes/30cm)						Classificação do Material			
			Nº de Golpes		Gráfico: Registrância a Penetração							
			1ª e 2ª	2ª e 3ª	0	10	20	30		40	50	
		0,70			3/30							Solo arenoso, fofo, de cor clara.
		1,00			13/30							Solo arenoso pedregulhoso, de cor clara.
		1,80										Argila arenosa pedregulhosa, de consistência rija, de cor amarela escura.
					↑							Impenetrável ao Trépano 1,80 m
Nível de Água = Não Existente			Desenhista: Leonardo		Início:		Observação:					
Cota = Nível Natural do Terreno			Escala:		Término:							
			Data: 28/10/2014		Engº Responsável:							



PERFIL DE SONDAGEM A PERCUSSÃO (SPT)

Obra: Construção de Cemitério e Crematório

Local: Sítio Lucas - Distrito de Catole de Boa Vista - Campina Grande - PB

Interessado: Paraíba Plano de Assistência Familiar LTDA EPP

FURO DE SONDAGEM Nº: SP 03

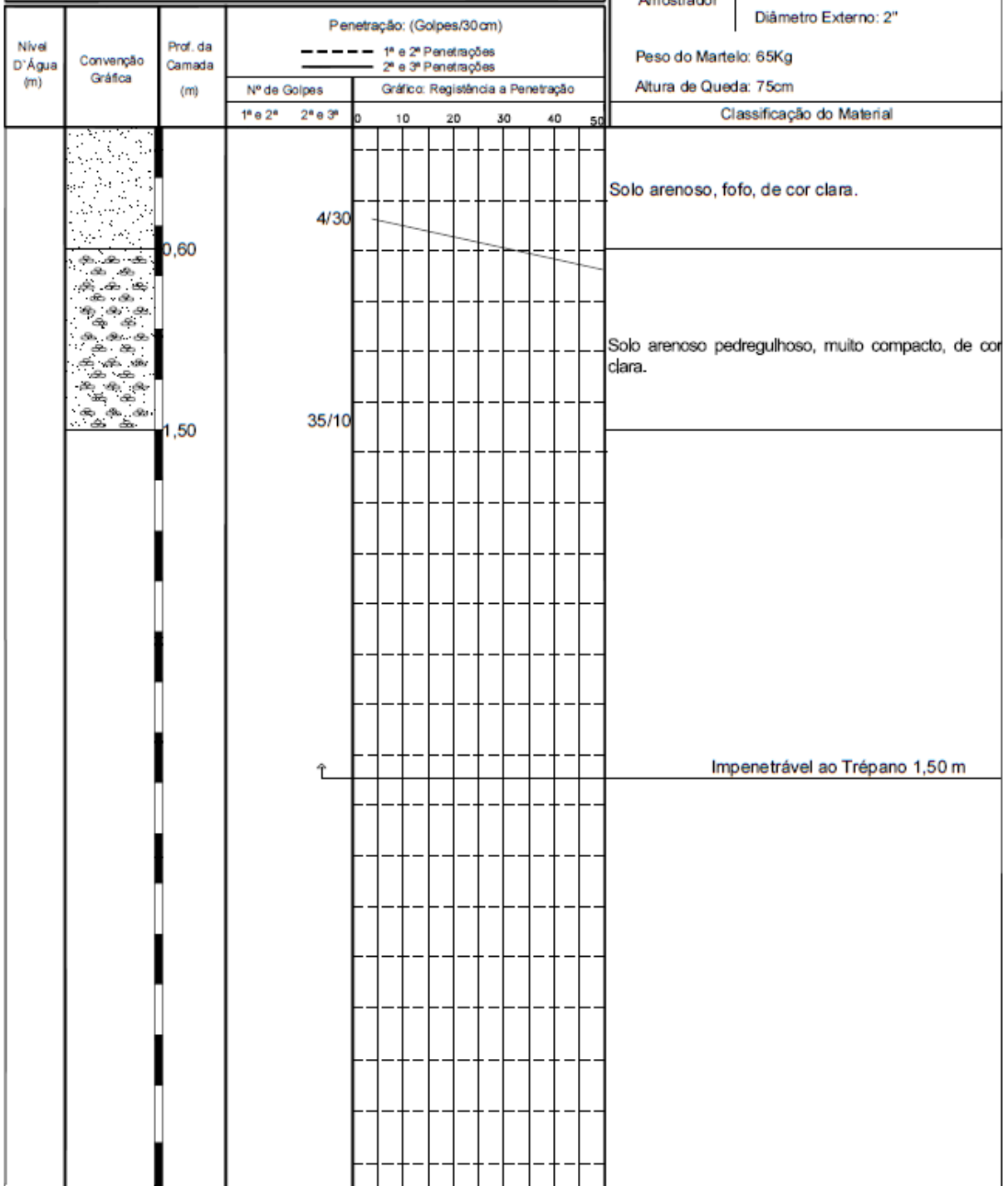
Revestimento: Diâmetro Interno: 2 1/2"

Amostrador | Diâmetro Interno: 1 3/8"
| Diâmetro Externo: 2"

Peso do Martelo: 65Kg

Altura de Queda: 75cm

Classificação do Material



Nível de Água = Não Existente

Desenhista: Leonardo

Início:

Observação:

Término:

Cota = Nível Natural do Terreno

Escala:

Engº Responsável:

Data: 28/10/2014

Campanha 02

Obra: Construção de Edifício			FURO DE SONDAGEM Nº : SP 01													
Local: Av. Canal - Casa nº 469 - Alto Branco - Campina Grande - PB			Revestimento: Diâmetro Interno: 2 1/2"													
Interessado: Walkirio Barbosa Pessoa			Amostrador Diâmetro Interno: 1 3/8" Diâmetro Externo: 2"													
Nível D'Água (m)	Convenção Gráfica	Prof. da Camada (m)	Penetração: (Golpes/30cm)													
			Nº de Golpes		Gráfico: Resistência a Penetração											
			1ª e 2ª	2ª e 3ª	0	10	20	30	40	50						
		0,20			5/30											Solo arenoso, de cor escura.
		1,40			18/30											Argila arenosa, de consistência mole a rija, de cor escura.
		2,00														Rocha decomposta, de cor escura.
																Impenetrável ao Trépano 2,00 m
Nível de Água = Não Existente			Desenhista: Leonardo		Início: Término:		Observação:									
Cota = Nível Natural do Terreno			Escala: Data: 10/11/2014		Engº Responsável:											

Campanha 03

Obra: Construção de Edifício

Local: Rua Severino Pimentel, SN, Liberdade, Campina Grande – PB

Interessado: FCA Empreendimento Imobiliário

FURO DE SONDAGEM Nº : SP 01

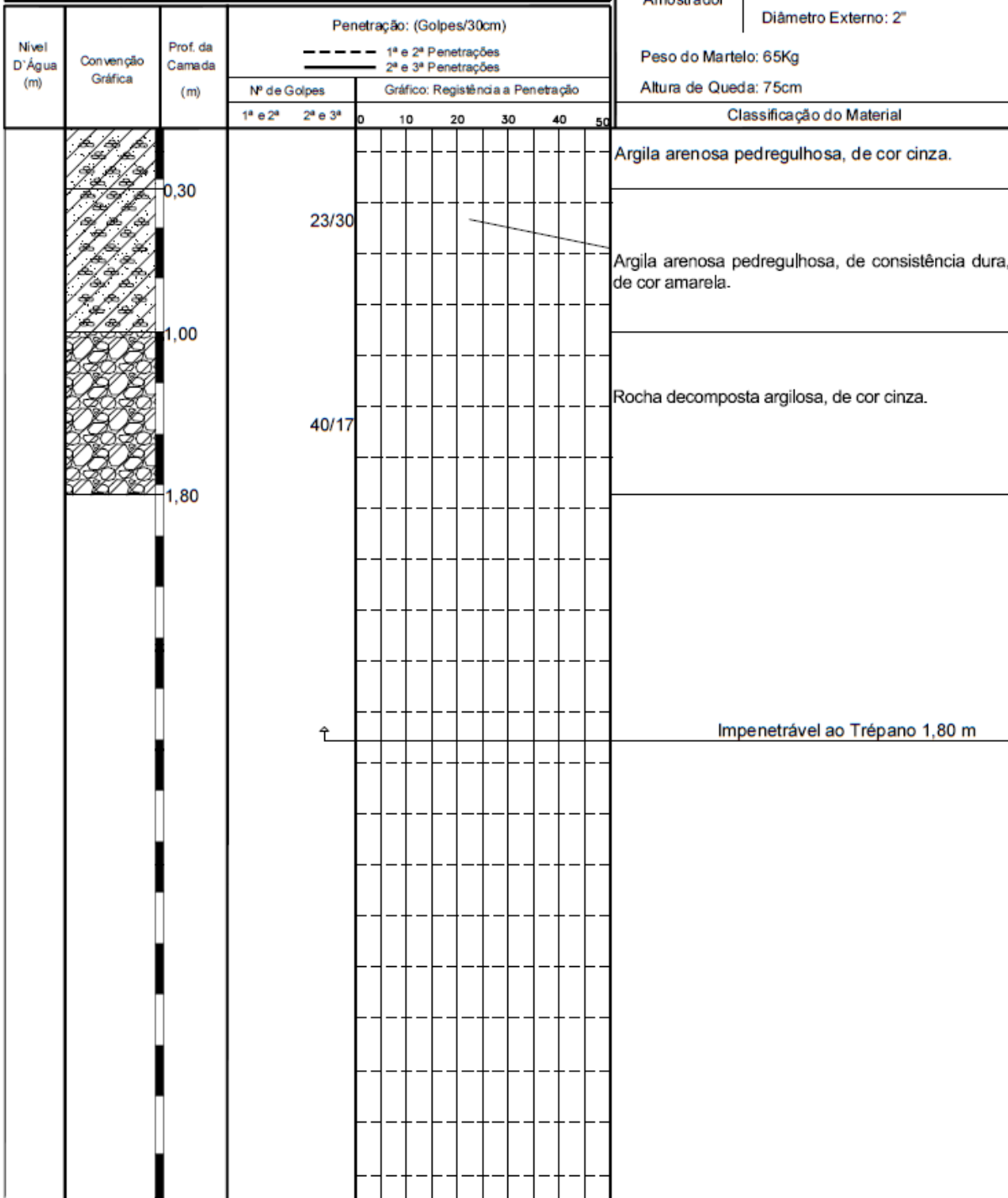
Revestimento: Diâmetro Interno: 2 1/2"

Amostrador | Diâmetro Interno: 1 3/8"
| Diâmetro Externo: 2"

Peso do Martelo: 65Kg

Altura de Queda: 75cm

Classificação do Material



Nível de Água = Não Existente

Desenhista: Leonardo

Início:

Observação:

Término:

Cota = Nível Natural do Terreno

Escala:

Engº Responsável:

Data: 14/11/2014

Obra: Construção de Edifício

Local: Rua Severino Pimentel, SN, Liberdade, Campina Grande – PB

Interessado: FCA Empreendimento Imobiliário

FURO DE SONDAGEM N°: SP 03

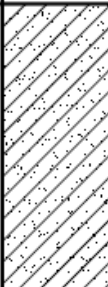
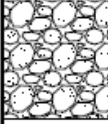
Revestimento: Diâmetro Interno: 2 1/2"

Amostrador | Diâmetro Interno: 1 3/8"
| Diâmetro Externo: 2"

Peso do Martelo: 65Kg

Altura de Queda: 75cm

Classificação do Material

Nível D'Água (m)	Convenção Gráfica	Prof. da Camada (m)	Penetração: (Golpes/30cm)													
			N° de Golpes		Gráfico: Resistência a Penetração											
			1ª e 2ª	2ª e 3ª	0	10	20	30	40	50						
		1,20			6/30											Argila arenosa, de consistência média, de cor escura.
		1,70			60/20											Rocha decomposta arenosa, de cor amarela.
																Impenetrável ao Trépano 1,70 m
Nível de Água = Não Existente			Desenhista: Leonardo			Início:			Observação:							
Cota = Nível Natural do Terreno			Escala:			Término:										
			Data: 14/11/2014			Eng° Responsável:										

Campanha 04

Obra: Construção de Galpão

Local: Distrito Industrial de Queimadas - PB

Interessado: Plasnog

FURO DE SONDAGEM Nº: SP 01

Revestimento: Diâmetro Interno: 2 1/2"

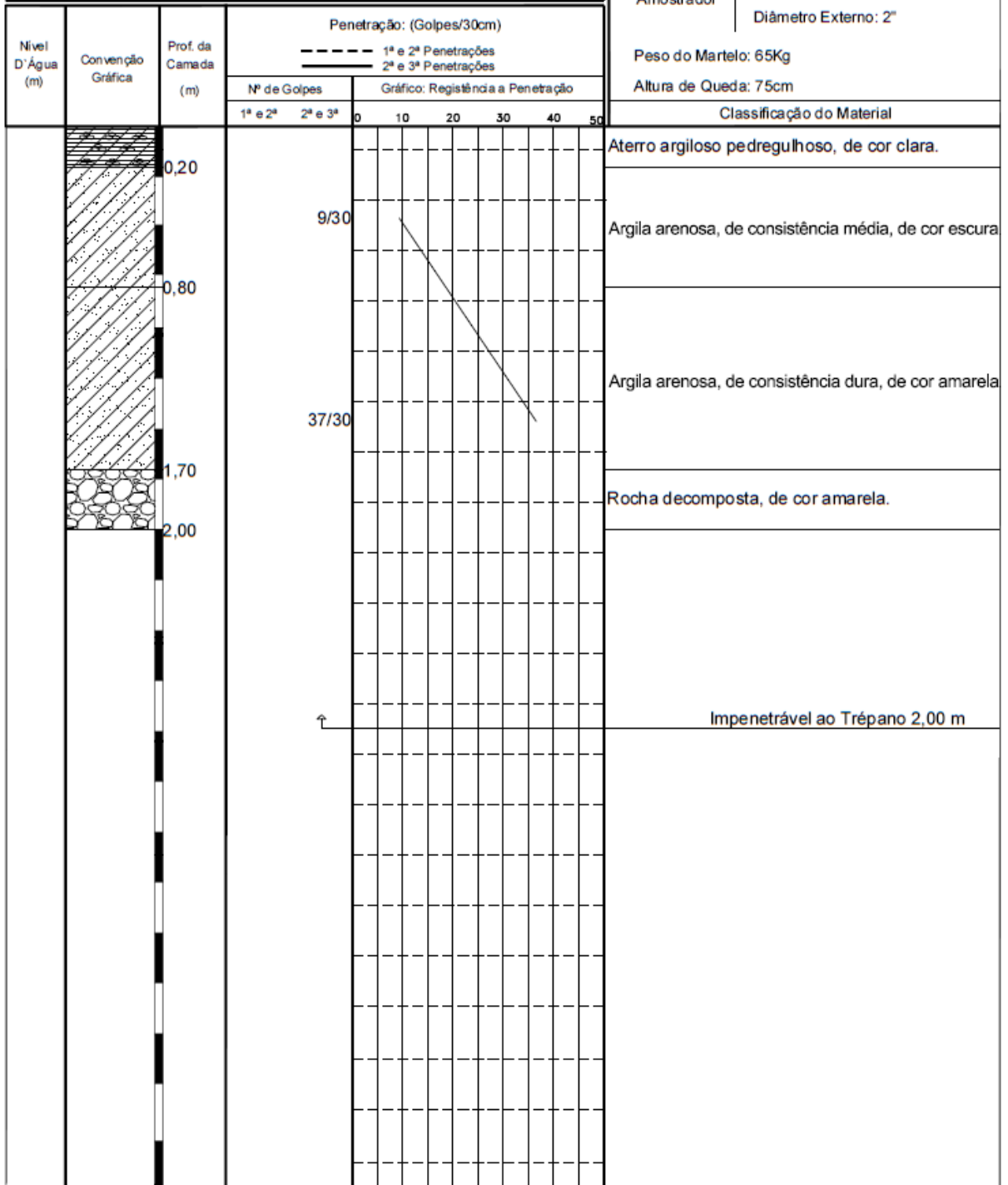
Amostrador | Diâmetro Interno: 1 3/8"

Diâmetro Externo: 2"

Peso do Martelo: 65Kg

Altura de Queda: 75cm

Classificação do Material



Nível de Água = Não Existente

Desenhista: Leonardo

Início:

Observação:

Término:

Cota = Nível Natural do Terreno

Escala:

Engº Responsável:

Data: 17/11/2014

Obra: Construção de Galpão

Local: Distrito Industrial de Queimadas - PB

Interessado: Plasnog

FURO DE SONDAGEM Nº : SP 02

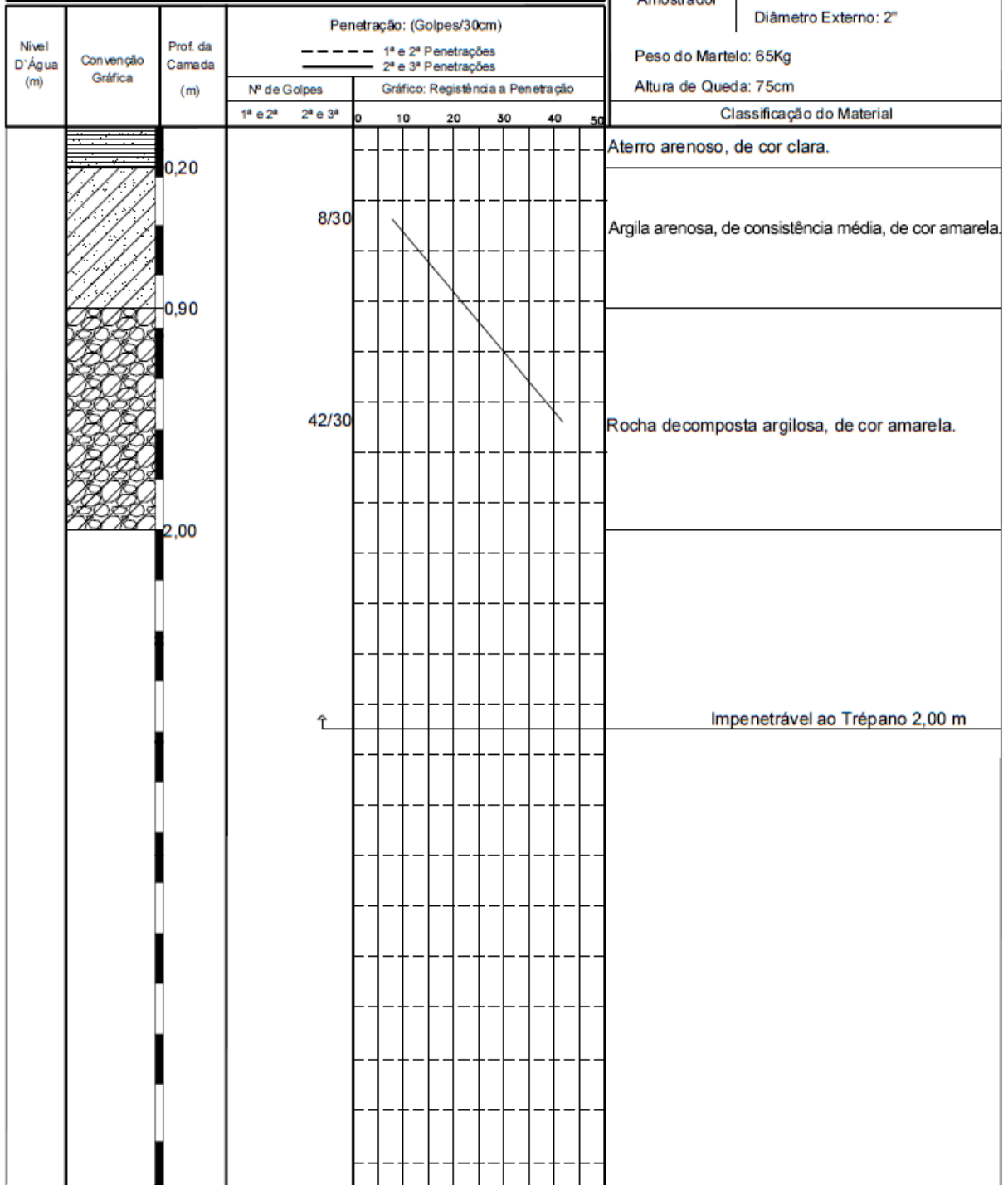
Revestimento: Diâmetro Interno: 2 1/2"

Amostrador | Diâmetro Interno: 1 3/8"
| Diâmetro Externo: 2"

Peso do Martelo: 65Kg

Altura de Queda: 75cm

Classificação do Material



Nível de Água = Não Existente

Desenhista: Leonardo

Início:

Término:

Observação:

Cota = Nível Natural do Terreno

Escala:

Data: 17/11/2014

Engº Responsável:

Obra: Construção de Galpão

Local: Distrito Industrial de Queimadas - PB

Interessado: Plasnog

FURO DE SONDAGEM Nº : SP 03

Revestimento: Diâmetro Interno: 2 1/2"

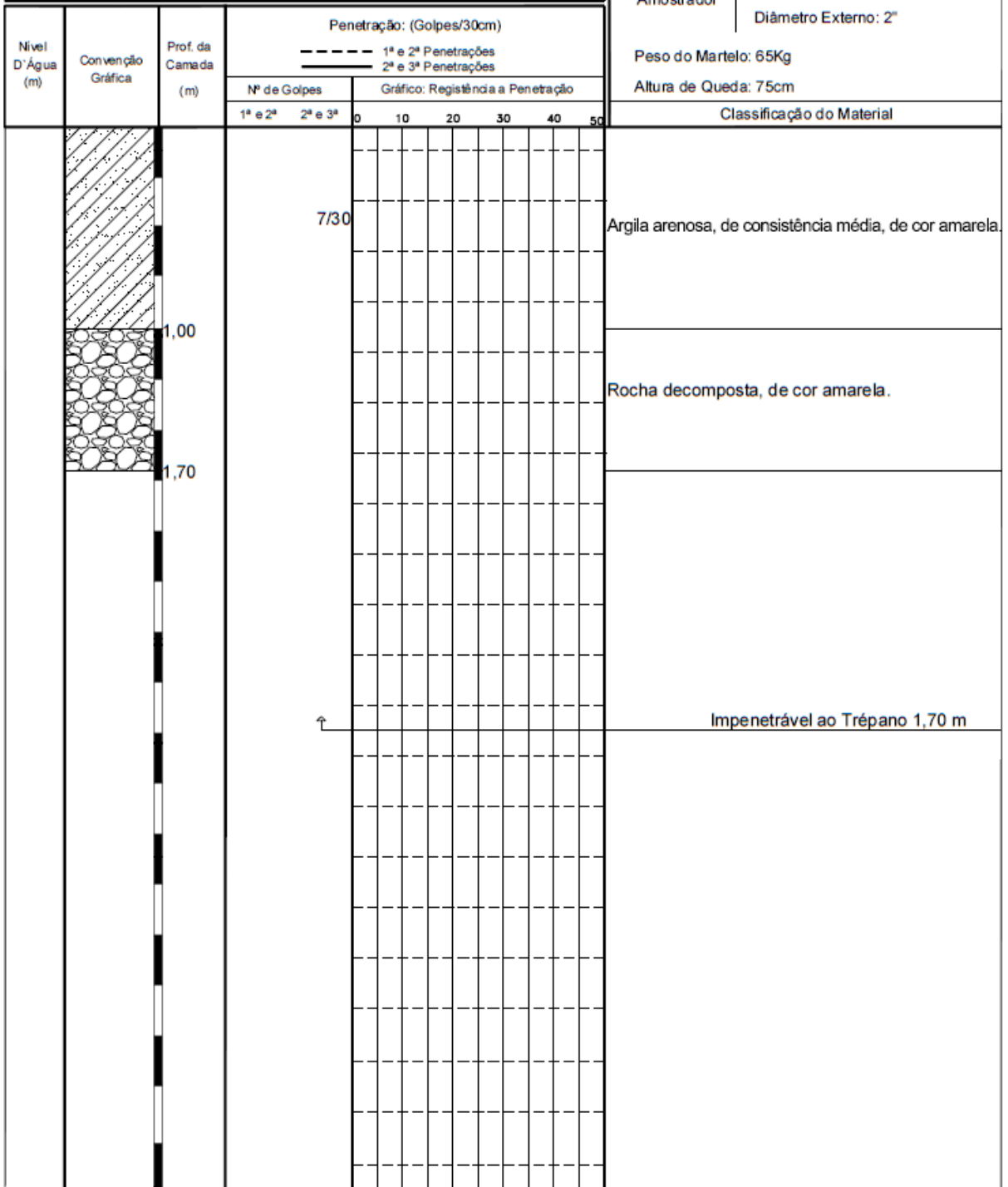
Amostrador | Diâmetro Interno: 1 3/8"

Diâmetro Externo: 2"

Peso do Martelo: 65Kg

Altura de Queda: 75cm

Classificação do Material



Nível de Água = Não Existente

Desenhista: Leonardo

Início:

Término:

Observação:

Cota = Nível Natural do Terreno

Escala:

Data: 17/11/2014

Engº Responsável:

Campanha 05



PERFIL DE SONDAGEM A PERCUSSÃO (SPT)

Obra: Revitalização da Feira Central

Local: Rua Manoel Pereira de Araujo - Feira Central - Campina Grande - PB

Interessado: Prefeitura Municipal de Campina Grande - PB - SECOB

FURO DE SONDAGEM Nº : SP 01

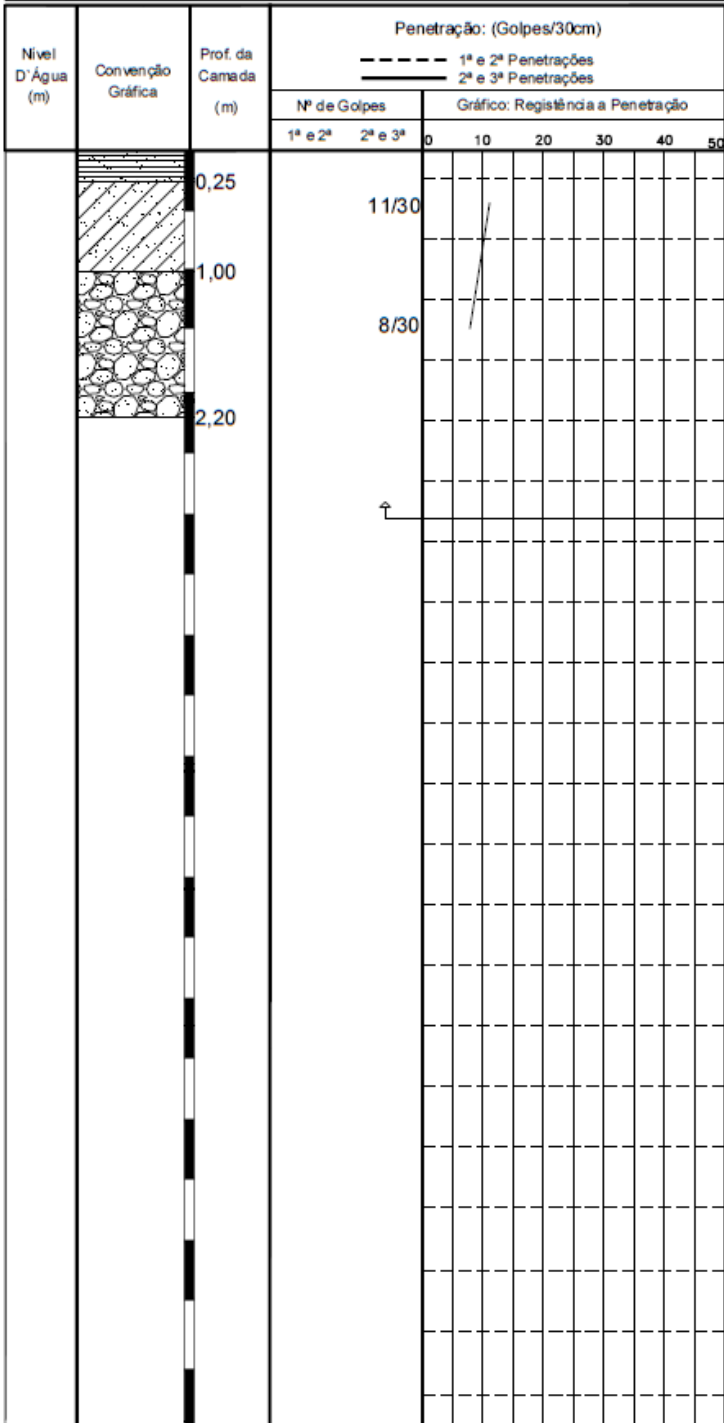
Revestimento: Diâmetro Interno: 2 1/2"

Amostrador | Diâmetro Interno: 1 3/8"
Diâmetro Externo: 2"

Peso do Martelo: 65Kg

Altura de Queda: 75cm

Classificação do Material



Aterro arenoso, com metralha, de cor escura.

Argila arenosa, de consistência rija, de cor escura.

Rocha alterada arenosa, de cor clara.

Impenetrável ao Trépano 2,20 m

Nível de Água = Não Existente

Desenhista: Leonardo

Início:

Observação:

Término:

Cota = Nível Natural do Terreno

Escala:

Engº Responsável:

Data: 06/02/2015

Obra: Revitalização da Feira Central

Local: Rua Manoel Pereira de Araujo - Feira Central - Campina Grande - PB

Interessado: Prefeitura Municipal de Campina Grande - PB - SECOB

FURO DE SONDAGEM Nº: SP 02

Revestimento: Diâmetro Interno: 2 1/2"

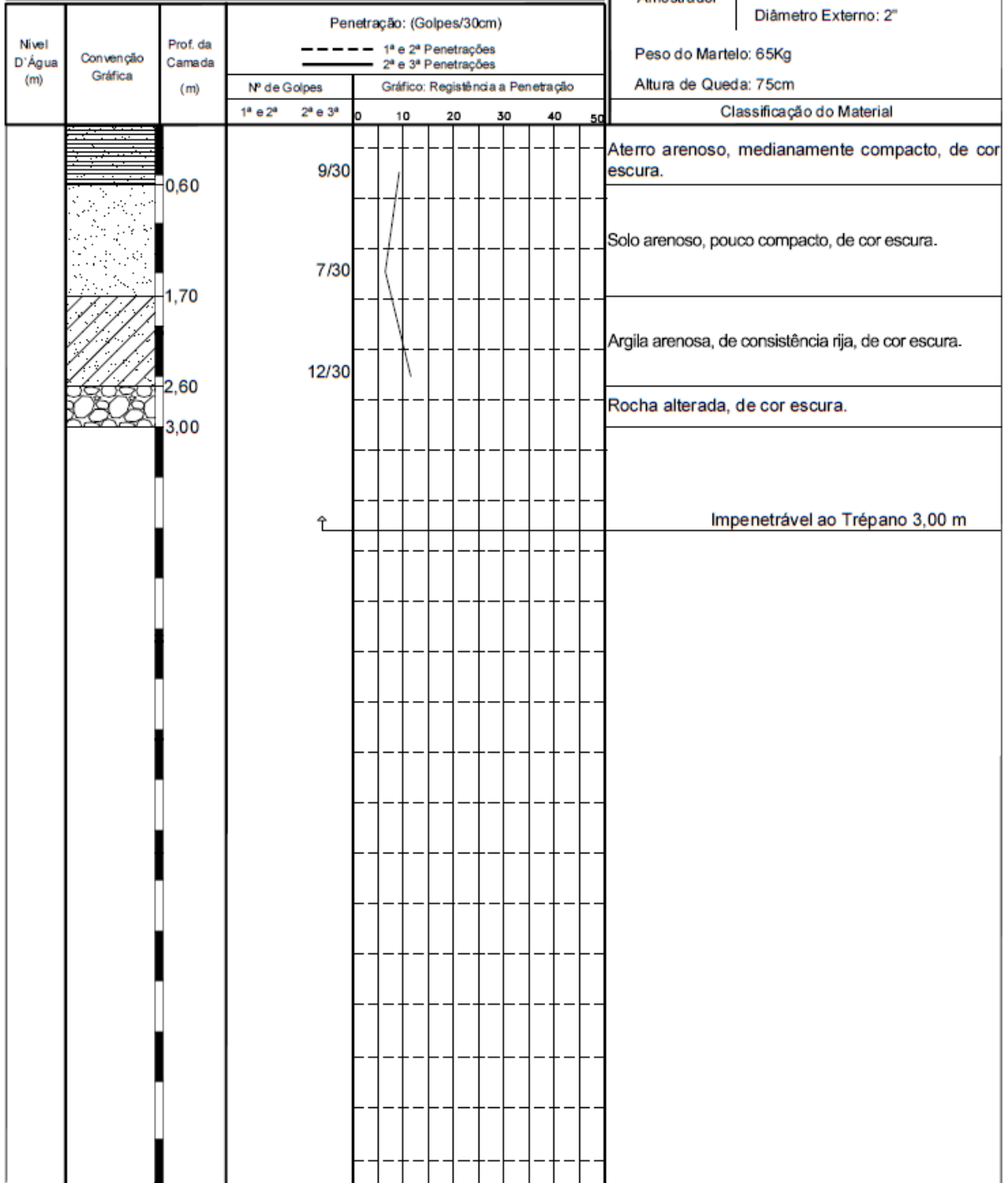
Amostrador | Diâmetro Interno: 1 3/8"

Diâmetro Externo: 2"

Peso do Martelo: 65Kg

Altura de Queda: 75cm

Classificação do Material



Nível de Água = Não Existente

Desenhista: Leonardo

Início:

Observação:

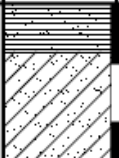
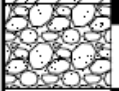

Término:

Cota = Nível Natural do Terreno

Escala:

Engº Responsável:

Data: 06/02/2015

Obra: Revitalização da Feira Central			FURO DE SONDAGEM Nº : SP 03									
Local: Rua Manoel Pereira de Araujo - Feira Central - Campina Grande - PB			Revestimento: Diâmetro Interno: 2 1/2"									
Interessado: Prefeitura Municipal de Campina Grande - PB - SECOB			Amostrador Diâmetro Interno: 1 3/8" Diâmetro Externo: 2"									
Nível D'Água (m)	Convenção Gráfica	Prof. da Camada (m)	Penetração: (Golpes/30cm)									
			Nº de Golpes		Gráfico: Resistência a Penetração							
			1ª e 2ª	2ª e 3ª	0	10	20	30	40	50		
		0,40	21/30									Aterro arenoso, compacto, com metralha, de cor escura.
		1,30	10/30									Argila arenosa, de consistência média, de cor escura.
		2,00										Rocha alterada arenosa, de cor clara.
												Impenetrável ao Trépano 2,00 m
Nível de Água = Não Existente			Desenhista: Leonardo		Início:		Observação:					
Cota = Nível Natural do Terreno			Escala:		Término:							
			Data: 06/02/2015		Engº Responsável:							

Campanha 06

Obra: Edificações

Local: Rua Severino Veronica - Bairro Conceição - Campina Grande - PB

Interessado: Marcelo da Silva

FURO DE SONDAGEM Nº : SP 01

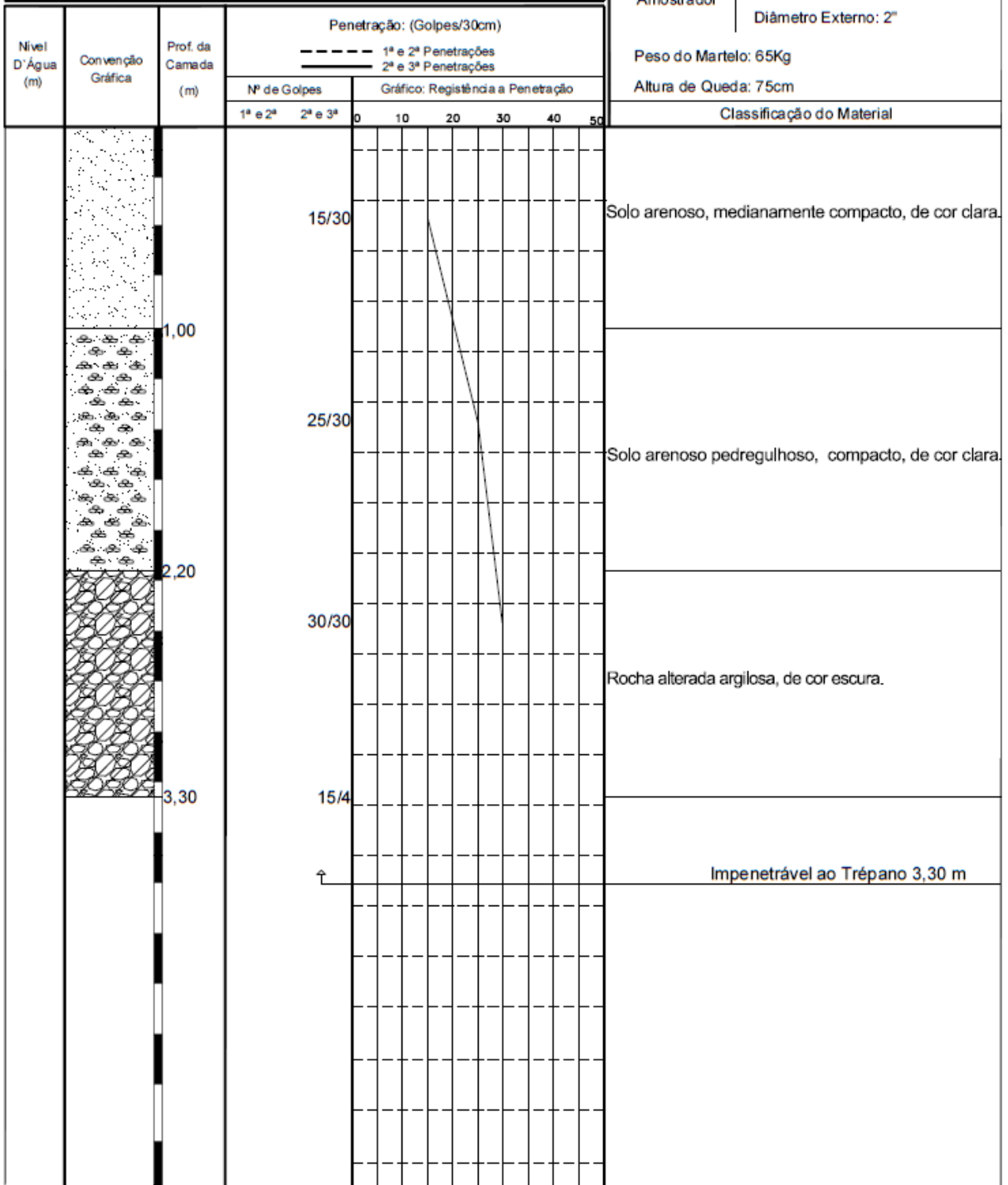
Revestimento: Diâmetro Interno: 2 1/2"

Amostrador | Diâmetro Interno: 1 3/8"
| Diâmetro Externo: 2"

Peso do Martelo: 65Kg

Altura de Queda: 75cm

Classificação do Material



Nível de Água = Não Existente

Desenhista: Leonardo

Início:

Término:

Observação:

Cota = Nível Natural do Terreno

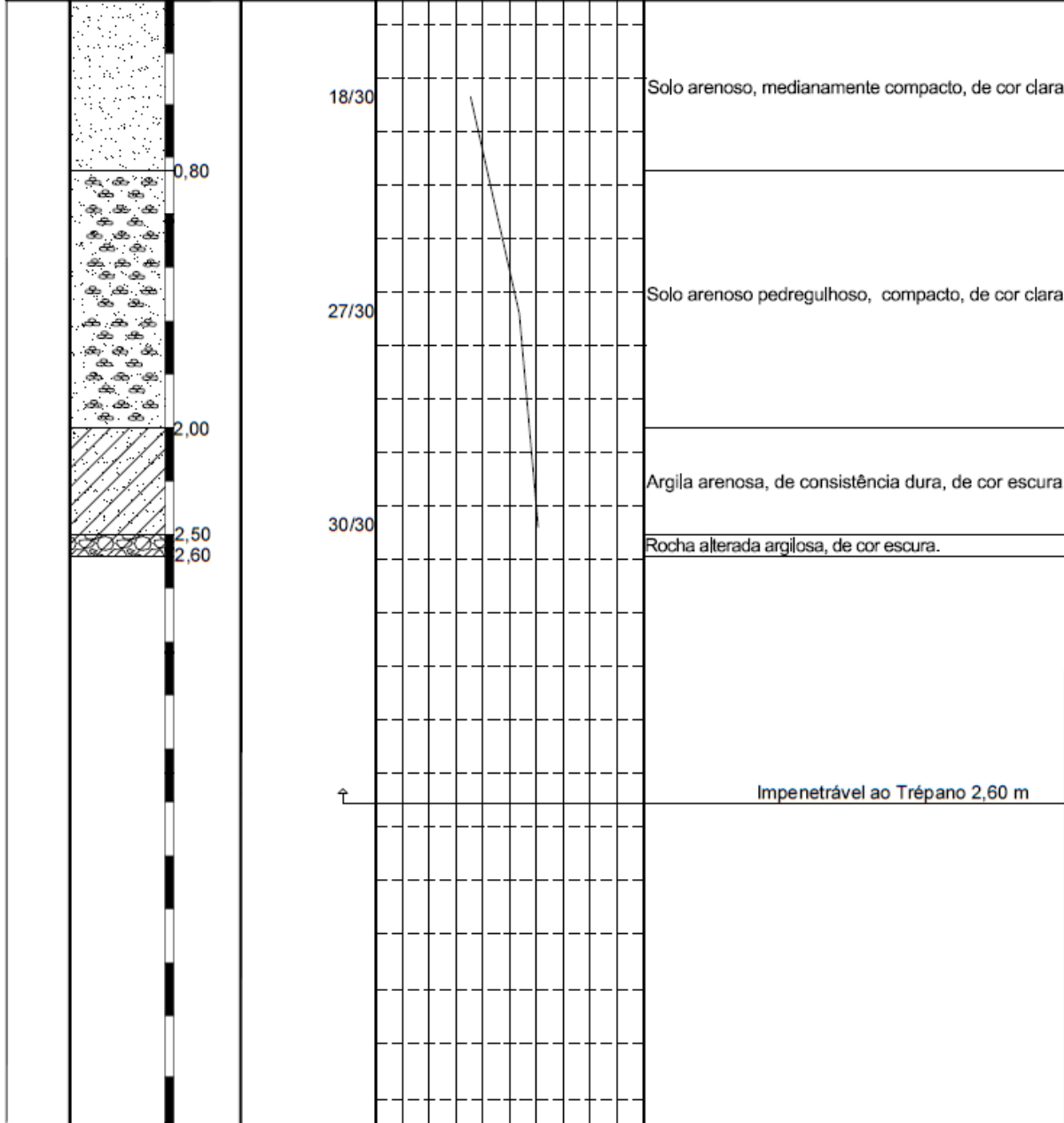
Escala:

Data: 02/02/2015

Engº Responsável:

Obra: Edificações	FURO DE SONDAGEM Nº : SP 02
Local: Rua Severino Veronica - Bairro Conceição - Campina Grande - PB	Revestimento: Diâmetro Interno: 2 1/2"
Interessado: Marcelo da Silva	Amostrador: Diâmetro Interno: 1 3/8" Diâmetro Externo: 2"

Nível D'Água (m)	Convenção Gráfica	Prof. da Camada (m)	Penetração: (Golpes/30cm)					
			Nº de Golpes		Gráfico: Resistência a Penetração			
			1ª e 2ª	2ª e 3ª	0	10	20	30



Nível de Água = Não Existente	Desenhista: Leonardo	Início:	Observação:
Cota = Nível Natural do Terreno	Escala:	Término:	
	Data: 02/02/2015	Engº Responsável:	

Obra: Edificações

Local: Rua Severino Veronica - Bairro Conceição - Campina Grande - PB

Interessado: Marcelo da Silva

FURO DE SONDAGEM Nº : SP 03

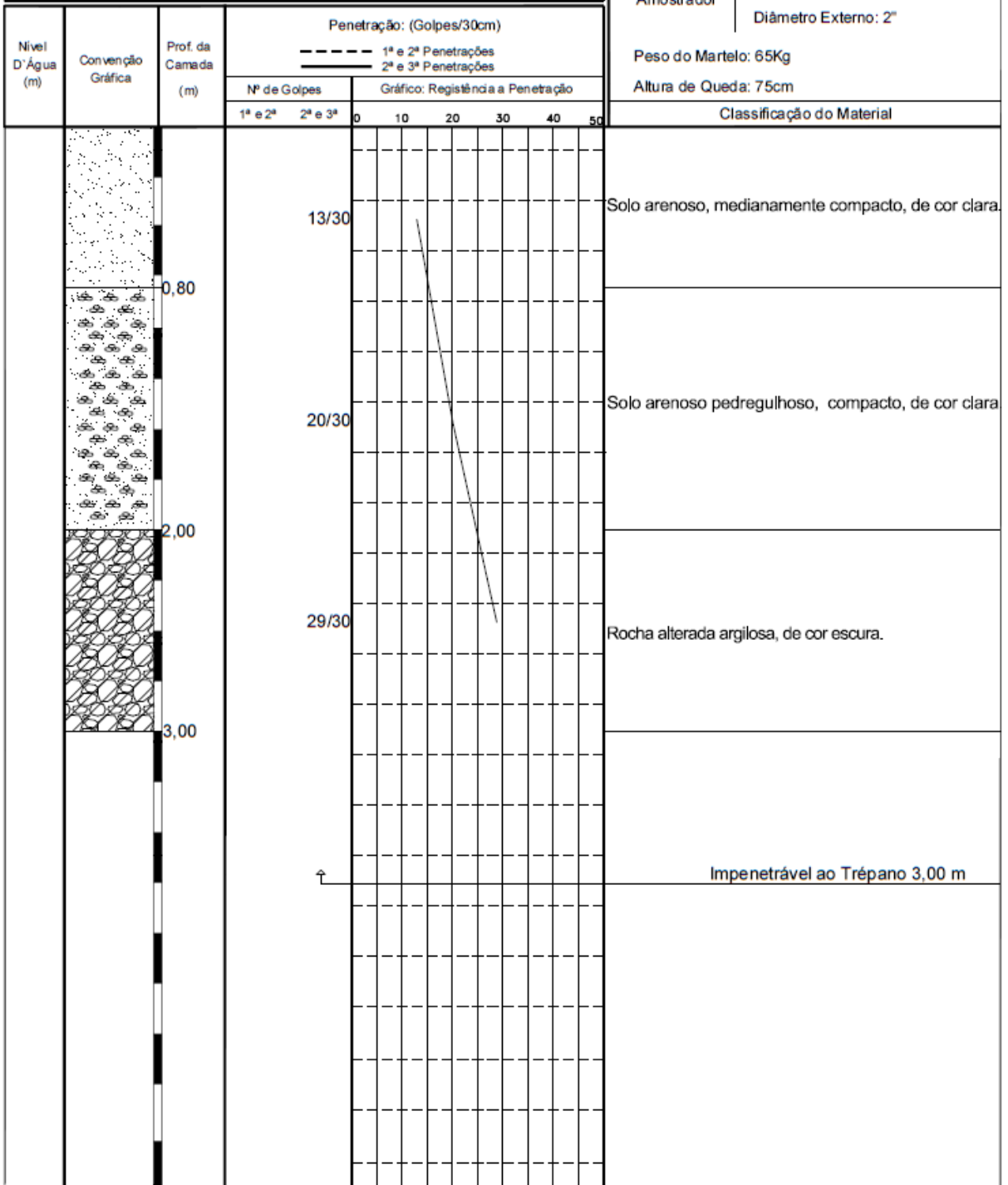
Revestimento: Diâmetro Interno: 2 1/2"

Amostrador | Diâmetro Interno: 1 3/8"
| Diâmetro Externo: 2"

Peso do Martelo: 65Kg

Altura de Queda: 75cm

Classificação do Material



Nível de Água = Não Existente

Desenhista: Leonardo

Início:

Término:

Observação:

Cota = Nível Natural do Terreno

Escala:

Data: 02/02/2015

Engº Responsável:

Campanha 07



PERFIL DE SONDAGEM A PERCUSSÃO (SPT)

Obra: Ampliação da Clínica Dr. Wanderley

Local: Prata - Campina Grande - PB

Interessado: Clínica Dr. Wanderley

FURO DE SONDAGEM Nº: SP 01

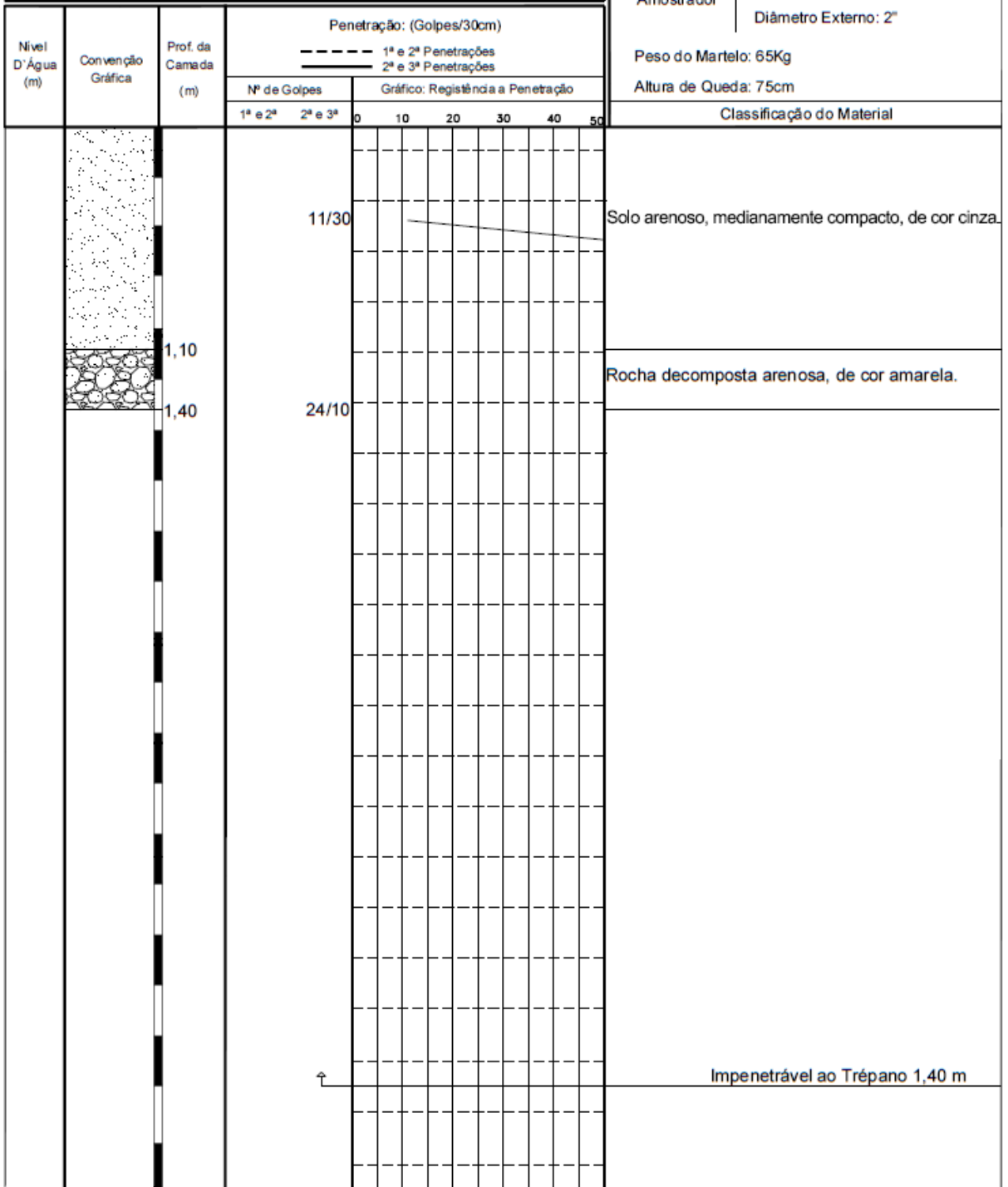
Revestimento: Diâmetro Interno: 2 1/2"

Amostrador | Diâmetro Interno: 1 3/8"
| Diâmetro Externo: 2"

Peso do Martelo: 65Kg

Altura de Queda: 75cm

Classificação do Material



Nível de Água = Não Existente

Desenhista: Leonardo

Início:

Término:

Observação:

Cota = Nível Natural do Terreno

Escala:

Data: 25/02/2015

Engº Responsável:

Obra: Ampliação da Clínica Dr. Wanderley

Local: Prata - Campina Grande - PB

Interessado: Clínica Dr. Wanderley

FURO DE SONDAGEM Nº : SP 02

Revestimento: Diâmetro Interno: 2 1/2"

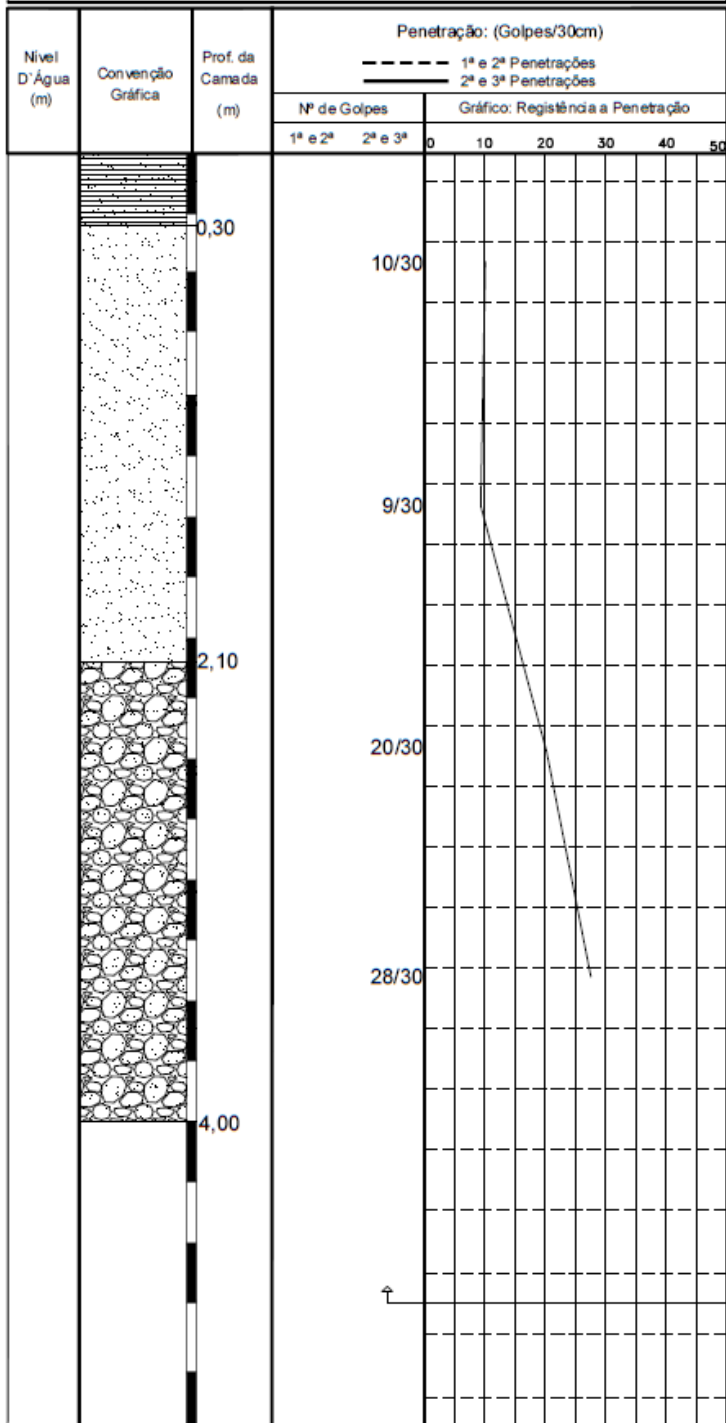
Amostrador | Diâmetro Interno: 1 3/8"

| Diâmetro Externo: 2"

Peso do Martelo: 65Kg

Altura de Queda: 75cm

Classificação do Material



Áterro arenoso, medianamente compacto, de cor cinza.

Solo arenoso, medianamente compacto, de cor cinza.

Rocha decomposta arenosa, de cor amarela.

Impenetrável ao Trépano 4,00 m

Nível de Água = Não Existente

Desenhista: Leonardo

Início:

Término:

Observação:

Cota = Nível Natural do Terreno

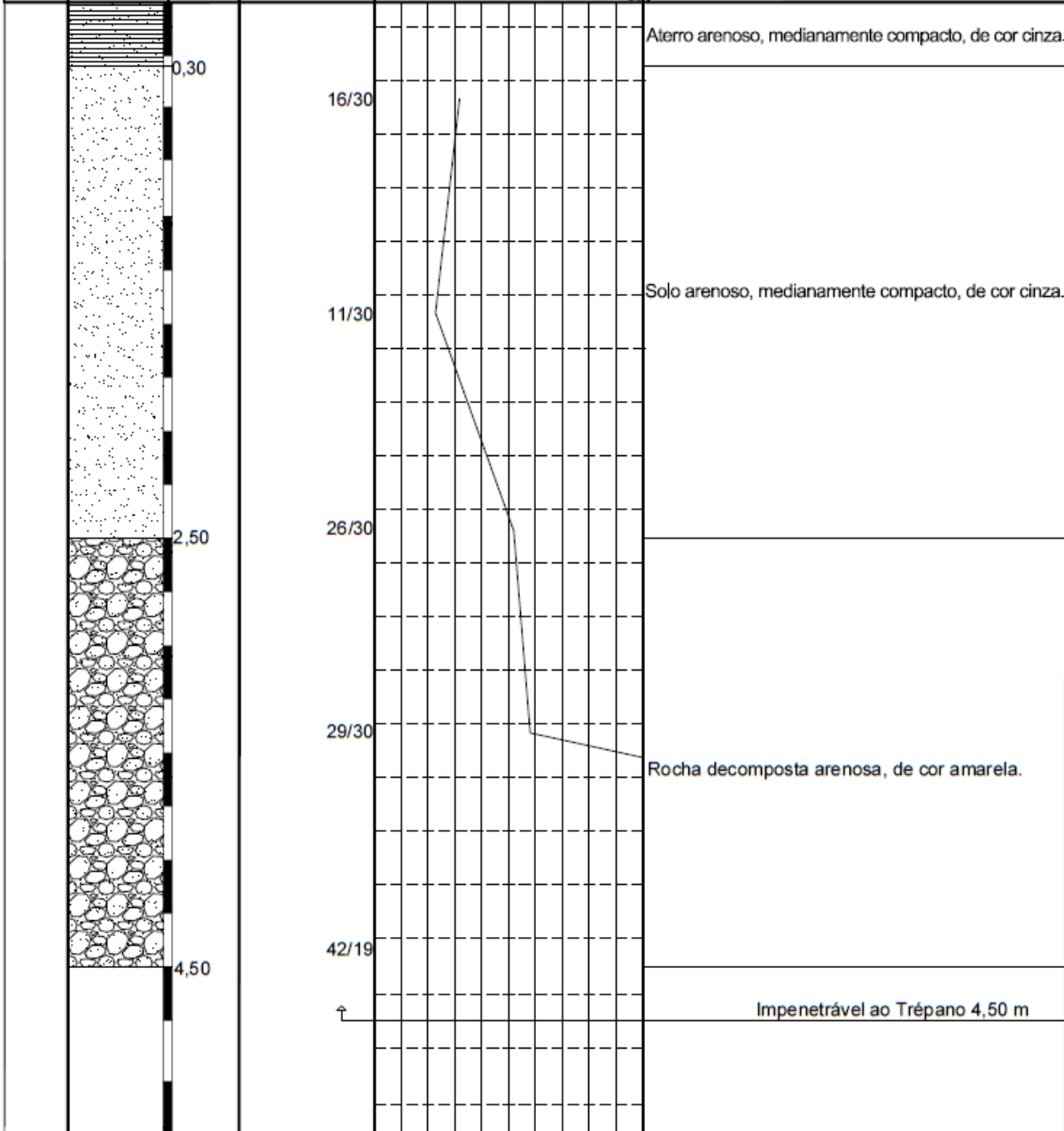
Escala:

Data: 25/02/2015

Engº Responsável:

Obra: Ampliação da Clínica Dr. Wanderley	FURO DE SONDAGEM Nº : SP 03
Local: Prata - Campina Grande - PB	Revestimento: Diâmetro Interno: 2 1/2"
Interessado: Clínica Dr. Wanderley	Amostrador Diâmetro Interno: 1 3/8" Diâmetro Externo: 2"

Nível D'Água (m)	Convenção Gráfica	Prof. da Camada (m)	Penetração: (Golpes/30cm)		Gráfico: Resistência a Penetração	Classificação do Material
			Nº de Golpes			
			1ª e 2ª	2ª e 3ª		



Nível de Água = Não Existente	Desenhista: Leonardo	Início:	Observação:
Cota = Nível Natural do Terreno	Escola:	Término:	
	Data: 25/02/2015	Engº Responsável:	

Campanha 08

Obra: Construção de Casas

Local: Vila Serrotão - Campina Grande - PB

Interessado: Moura Construções

FURO DE SONDAGEM Nº: SP 01

Revestimento: Diâmetro Interno: 2 1/2"

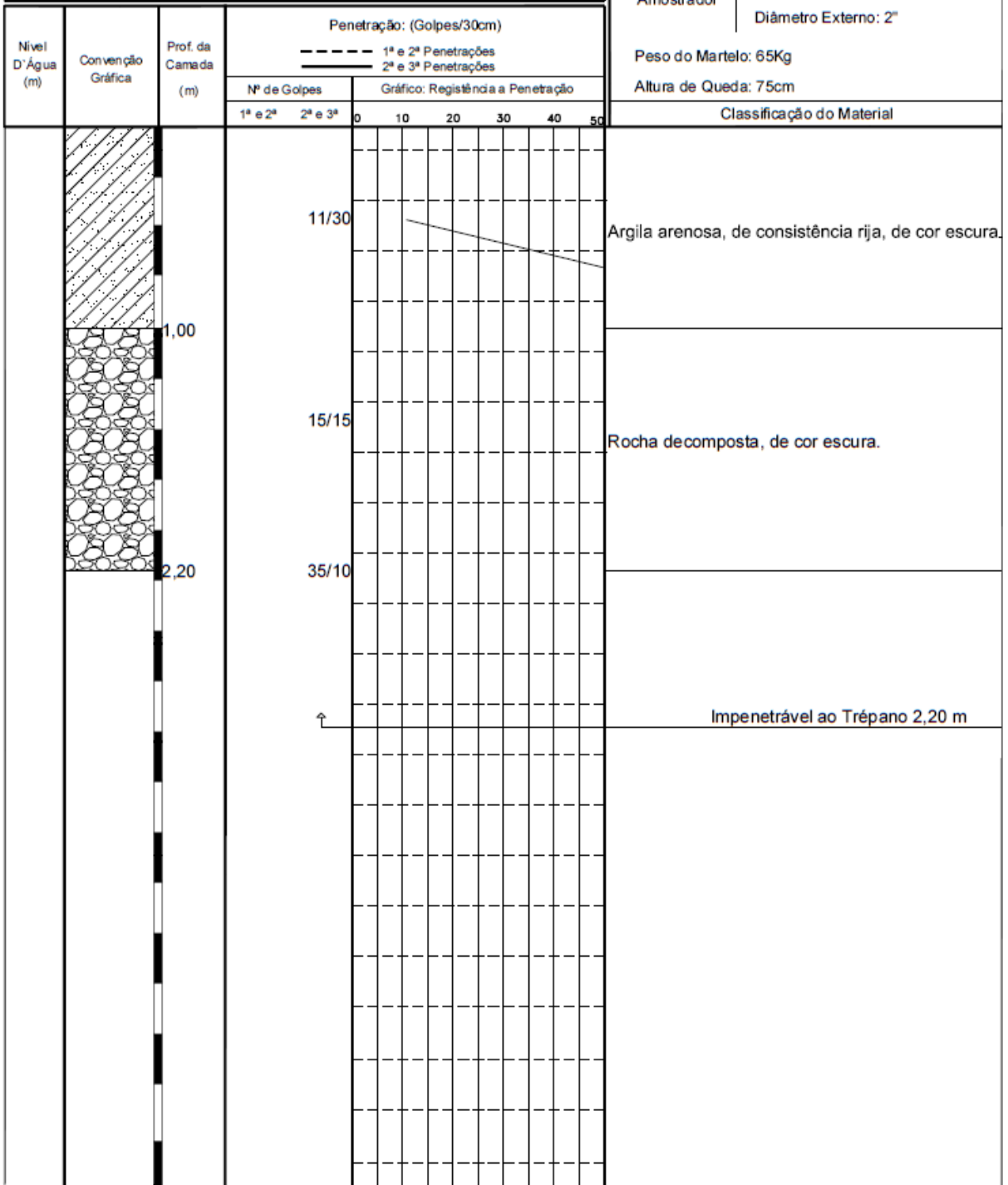
Amostrador | Diâmetro Interno: 1 3/8"

Diâmetro Externo: 2"

Peso do Martelo: 65Kg

Altura de Queda: 75cm

Classificação do Material



Nível de Água = Não Existente

Desenhista: Leonardo

Início:

Término:

Observação:

Cota = Nível Natural do Terreno

Escala:

Data: 16/03/2015

Engº Responsável:

Obra: Construção de Casas

Local: Vila Serrotão - Campina Grande - PB

Interessado: Moura Construções

FURO DE SONDAGEM Nº: SP 02


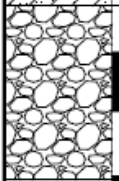

Revestimento: Diâmetro Interno: 2 1/2"

Amostrador
 Diâmetro Interno: 1 3/8"
 Diâmetro Externo: 2"

Peso do Martelo: 65Kg

Altura de Queda: 75cm

Classificação do Material

Nível D'Água (m)	Convenção Gráfica	Prof. da Camada (m)	Penetração: (Golpes/30cm)																
			Nº de Golpes		Gráfico: Resistência a Penetração														
			1ª e 2ª	2ª e 3ª	0	10	20	30	40	50									
		0,30																	
		1,05	30/30																
																			

Argila arenosa, de consistência rija, de cor escura.

Rocha decomposta, de cor escura.

Impenetrável ao Trépano 1,05 m

Nível de Água = Não Existente

Desenhista: Leonardo

Início:

Observação:

Término:

Cota = Nível Natural do Terreno

Escala:

Engº Responsável:

Data: 16/03/2015

Obra: Construção de Casas

Local: Vila Serrotão - Campina Grande - PB

Interessado: Moura Construções

FURO DE SONDAGEM Nº : SP 03

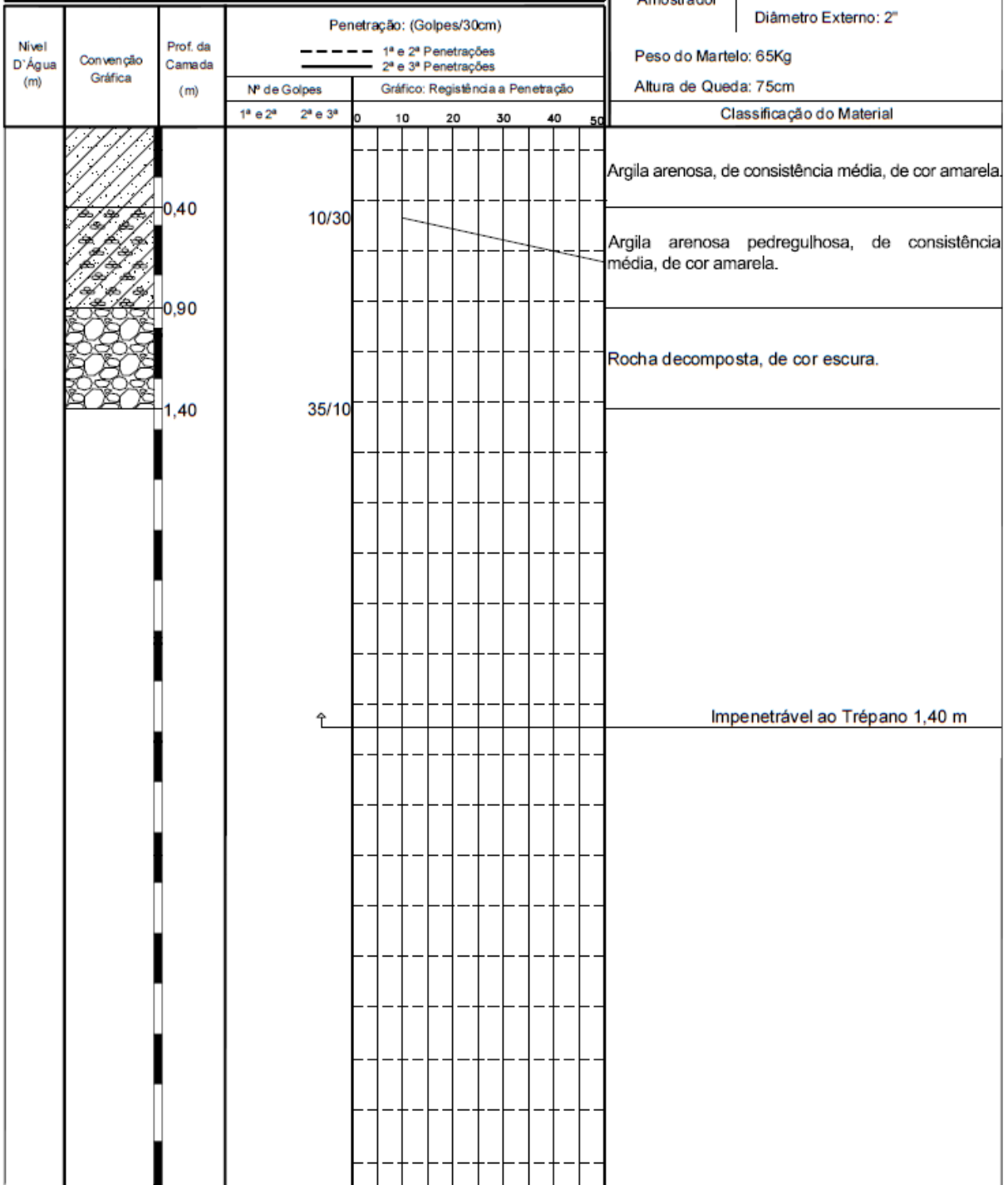
Revestimento: Diâmetro Interno: 2 1/2"

Amostrador | Diâmetro Interno: 1 3/8"
| Diâmetro Externo: 2"

Peso do Martelo: 65Kg

Altura de Queda: 75cm

Classificação do Material



Nível de Água = Não Existente

Desenhista: Leonardo

Início:

Observação:

Término:

Cota = Nível Natural do Terreno

Escala:

Engº Responsável:

Data: 16/03/2015

ANEXO II

(Profundidade x Número de golpes do ensaio CPD)

Figura 44: Profundidade x Número de Golpes CPD - Campanha 01

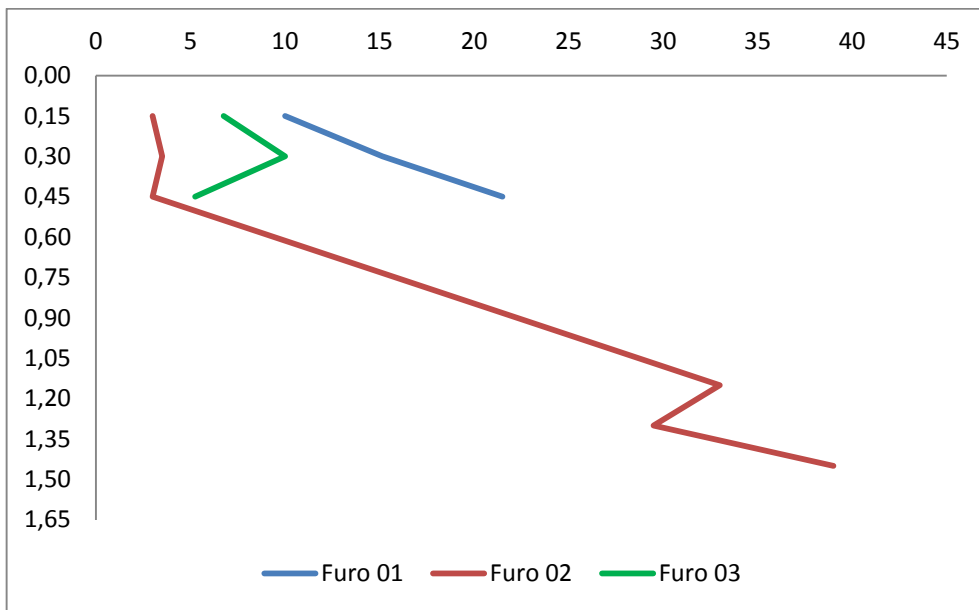


Figura 45: Profundidade x Número de Golpes CPD - Campanha 02

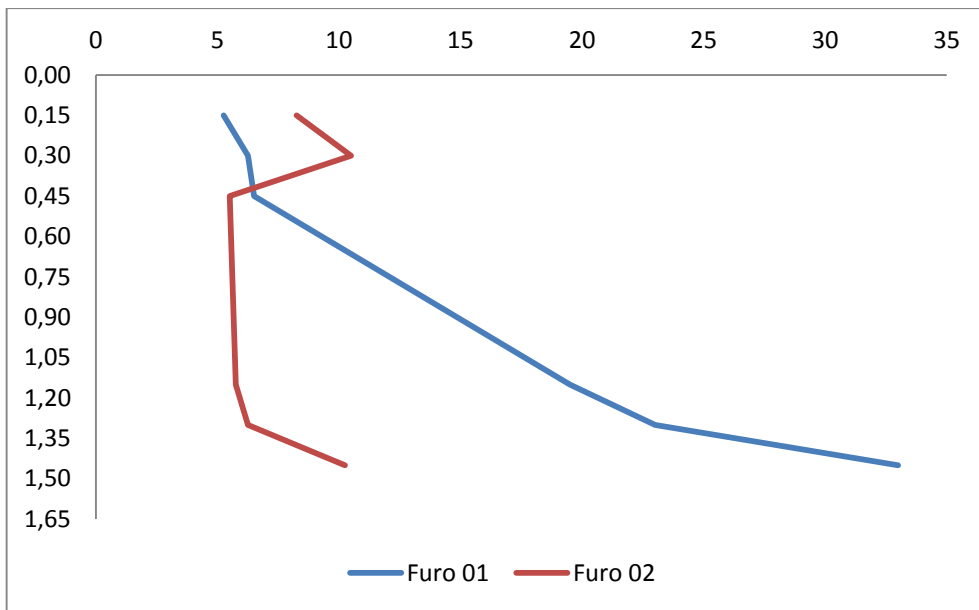


Figura 46: Profundidade x Número de Golpes CPD - Campanha 03

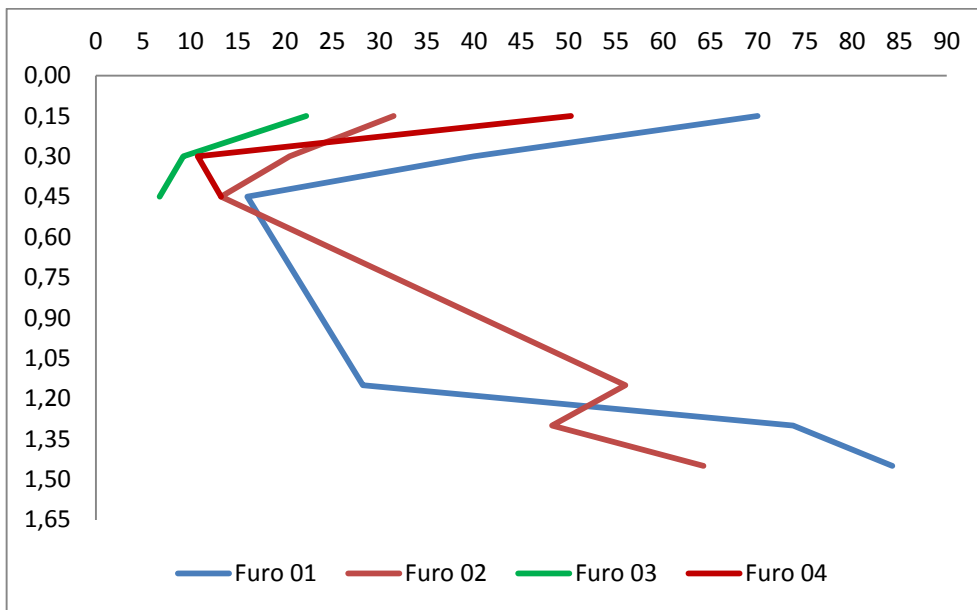


Figura 47: Profundidade x Número de Golpes CPD - Campanha 04

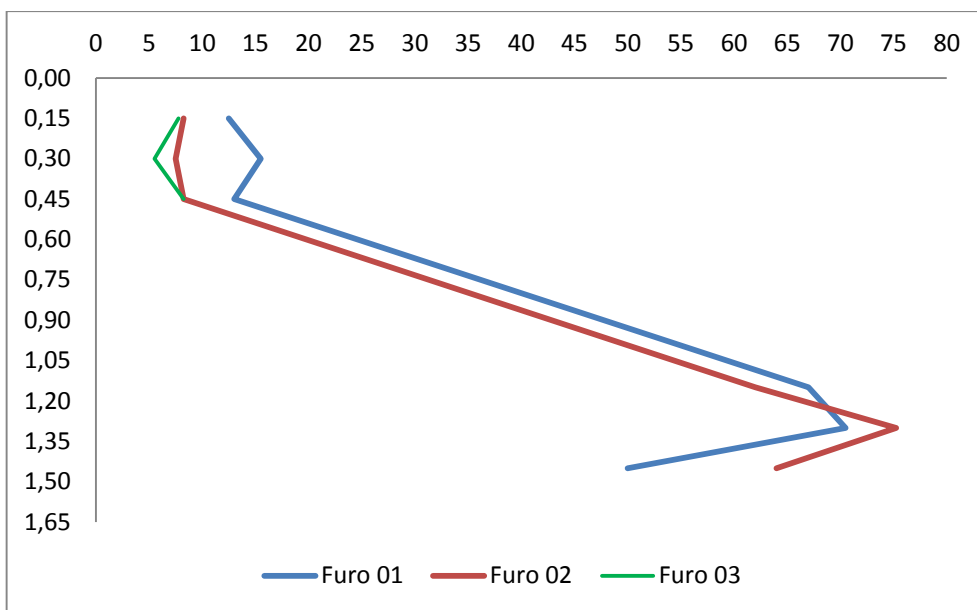


Figura 48: Profundidade x Número de Golpes CPD - Campanha 05

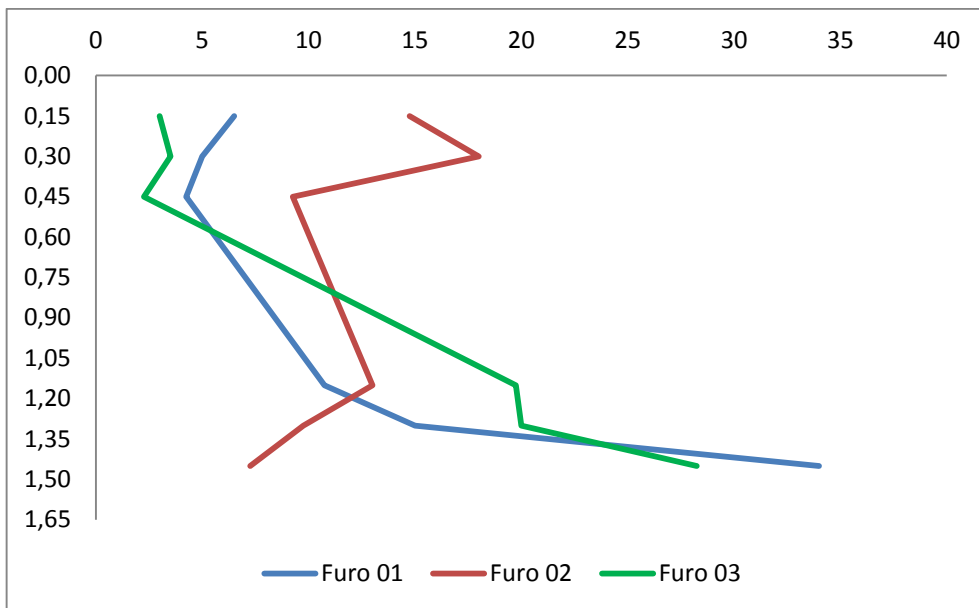


Figura 49: Profundidade x Número de Golpes CPD - Campanha 06

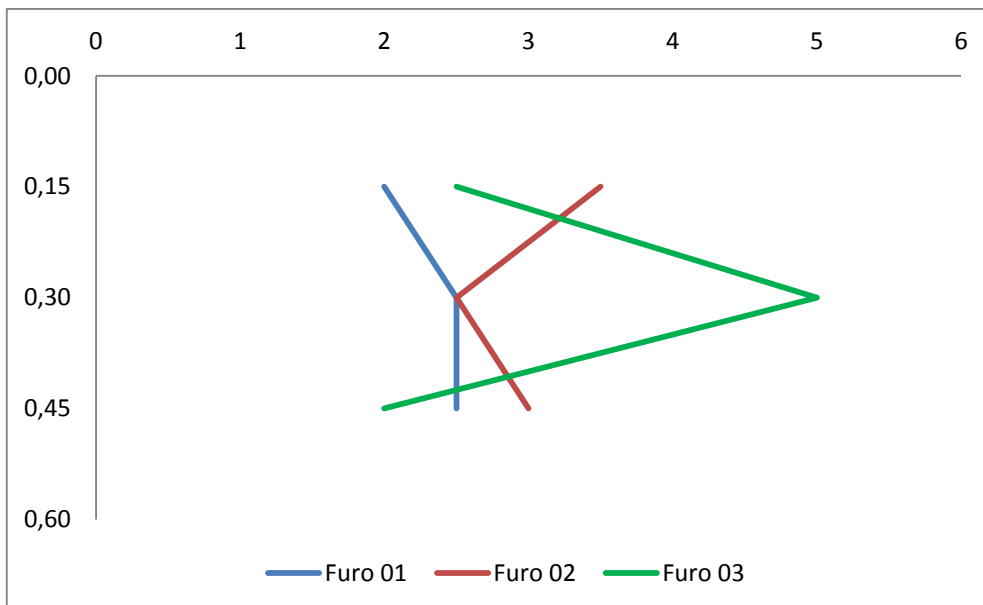


Figura 50: Profundidade x Número de Golpes CPD - Campanha 07

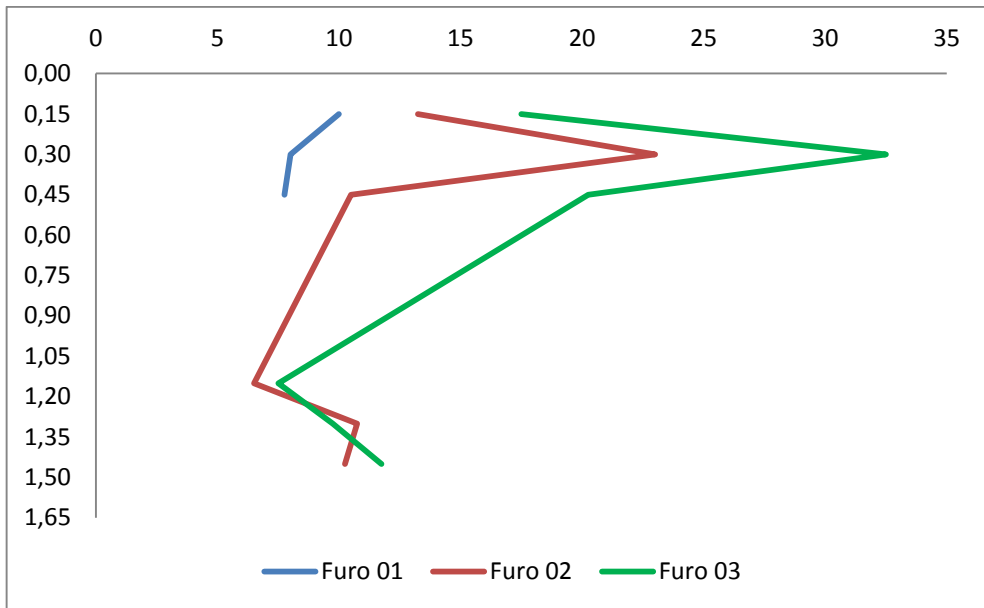


Figura 51: Profundidade x Número de Golpes CPD - Campanha 08

